DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang 1950/Heft 3

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

Digitized by the Internet Archive
in 2023

https://archive.org/details/bauingenieur_1950-03_25_3

DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang März 1950 Heft 3

Sonderheft: „Stahlverbund-Bauweise".

Arbeitstagung am 8. Dezember 1949 in Hannover.

Zur Eröffnung einer Arbeitstagung „Stahlverbund-Bauweise" führte Herr Prof. Dr.-Ing. A. **Dörnen**, Dortmung-Derne, etwa folgendes aus:

Zu dieser Tagung hat der Deutsche Stahlbau-Verband im Einvernehmen mit dem Deutschen Ausschuß für Stahlbau geladen. Die starke Beteiligung ist ein Beweis, daß die Zusammenkunft einem Bedürfnis entspricht. Ihr Zweck ist, alle interessierten Kreise über das zu unterrichten, was an Erkenntnis und Erfahrung bereits vorliegt. Wir wollen uns der Einladung entsprechend heute in erster Linie mit dem **Balken auf zwei Stützen** befassen. Weitergehende Probleme, wie sie der durchlaufende Balken, Rahmenkonstruktionen usw. mit sich bringen, sollen einer zweiten Tagung vorbehalten werden. Vorträge und Referate der ersten Tagung sollen vorher gedruckt werden, damit die zweite darauf aufbauen kann. (Bem.: DER BAUINGENIEUR freut sich, die Ergebnisse der Tagung — wenn auch teilweise nur stark gekürzt oder im knappen Auszug — hier darstellen und so den Lesern der Zeitschrift vermitteln zu können.)

Für die neue Methode ist zunächst die Bezeichnung „Stahlverbund-Bauweise" gewählt. Man kann nicht sagen, daß sie eben schön ist. Aber vielleicht finden wir heute einen besseren Namen. Bei dieser Methode wird mit dem Grundbaustoff Stahl für bestimmte Zwecke ein zweiter Baustoff verbunden. Das ist an und für sich bei anderen Bauweisen nichts Neues. Ich erinnere an den Stahlbeton.

Der Beton ist zwar ein hervorragender Baustoff, solange er nur auf Druck beansprucht wird. Zugbeanspruchungen aber kann er in nennenswertem Ausmaße nicht aufnehmen. Er ist daher der gegebene Baustoff für Gebilde, die wie bei Steinbauten, Gewölben, Mauern usw. nur oder überwiegend auf Druck beansprucht werden. Als man dazu überging, in Beton auch zugbeanspruchte Bauteile herzustellen, mußte man einen zweiten Baustoff, der auch Zugspannungen aufnehmen kann, einbauen, eben Stahl. Der die Stahleinlagen umhüllende Beton scheidet damit als eigentlich tragend aus.

Grundsätzlich andere Erwägungen veranlassen uns, dem Stahl für bestimmte Zwecke einen anderen Baustoff anzugliedern. Baustahl ist ein Werkstoff, der Zug und Druck in gleicher Weise aufnehmen kann. Wir kennen seine guten Eigenschaften und beherrschen sie in Berechnung und Verarbeitung. Zudem können wir sie während der Bearbeitung und auch am fertigen Bauwerk, auch im Betriebe laufend zerstörungsfrei prüfen. Der Baustoff Stahl ist teuer. Kann man nun für bestimmte Zwecke einen billigeren Baustoff verwenden, so wird damit die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauten erhöht. Das ist heute von besonderer Bedeutung, weil die Preise für Baustahl in den letzten Jahren um 120 % gestiegen sind. Wenn man daher zur Aufnahme von Druckbeanspruchungen den schon an und für sich billigeren Beton verwendet, so wirkt sich das heute um so günstiger aus, weil Beton in der gleichen Zeit nur um etwa 60 % im Preise gestiegen ist.

Man ist aber nicht auf Beton allein angewiesen. Es ist durchaus möglich, auch auf andere Baustoffe, z. B. Glas oder Holz, zurückzugreifen. Ich darf indessen den Herren Referenten durch weitere Ausführungen nicht vorgreifen. Wir wollen in die Tagesordnung eintreten.

Anwendung und Bedeutung der Verbundträgerbauweise.

Von Min.-Rat Dr.-Ing. **Hampe**, Offenbach/Main.

Von jeher hat sich der Mensch bemüht, die Baustoffe ihren Eigenschaften entsprechend zu benutzen, und es ist schon ein typisches Kennzeichen der Bautechnik in der Blütezeit des Altertums, Baustoff, Konstruktion und Form in sinnvolle Übereinstimmung zu bringen. Aber mehr als in jener Zeit, die im wesentlichen nur die von der Natur dargebotenen Baustoffe kannte und nach dem Gefühl formte, wurde das Streben nach materialgerechter Verwendung zu einer fundamentalen Verpflichtung des Ingenieurs, als die künstlichen Baustoffe erfunden wurden und die Wissenschaft der Statik das Gefühl des Ingenieurs für die Abmessung und leider auch oft für die Form verdrängte. Aber andrerseits führte das intensive Bemühen um immer bessere Konstruktionen auch dazu, die Eigenschaften der Baustoffe wissenschaftlich zu erforschen und zahlenmäßig zu definieren und neue Baustoffe zu entwickeln. Auffallend spät findet man jedoch erst eine brauchbare Lösung für das uralte Problem der mangelhaften Zugfestigkeit der billigen Baustoffe der Steine und Erden. Über 2000 Jahre war man diesem Problem aus dem Wege gegangen und hatte sich damit begnügt, im Gewölbe die einzige Möglichkeit zu sehen, mit dem natürlichen Stein größere Stützweiten zu überbrücken. Diese Feststellung ist um so bemerkenswerter, als der Mensch schon in der Steinzeit durch die Verbindung des gelochten Steins mit dem Holzstiel und der Mensch der Bronzezeit in der Verbindung des hohlen Tierknochens mit dem darum gewickelten Bronzeband eine materialgerechte Verbindung zweier Stoffe zur Erzielung einer besseren Wirkung vorgemacht hatten. Und schließlich wurden auch im Hausbau seit langer Zeit Lehm mit Stroh oder Tierhaaren, also nur druck- und nur zugfeste Baustoffe, zu einer biegungsfesten Einheit verbunden, womit doch eigentlich, wenn auch in primitiver Form, das Problem der Verbundbauweise im Prinzip längst gelöst war. Aber es mußte doch wohl erst das Schweißeisen und der Beton nicht nur erfunden, sondern so weit verbreitet werden, daß 1849, also vor 100 Jahren, ein Gärtner auf den heute so einfach erscheinenden Gedanken kommen konnte, daraus den ersten Eisenbeton zu machen. Monier hat die Entwicklung seiner Erfindung wohl kaum geahnt. Aber der Stein war ins Rollen gebracht und im Herbst 1949 hat man in Paris drei Tage lang unter Teilnahme des französischen Staatspräsidenten den Erfinder gefeiert und dabei die gewaltige Entwicklung von damals bis heute aufgezeigt. Man sollte annehmen, daß in dieser langen Zeit wohl alle Möglichkeiten aus der Verbindung Stahl mit Beton erschöpft worden wären. Aber die Tatsachen zeigen, daß wir noch lange nicht am Ende sind.

Der allgemeine und immer stärker werdende Zwang zu Wirtschaftlichkeit auf allen Gebieten hat dazu geführt, die Verbundbauweise des Stahlbetons kritisch zu betrachten mit dem Ergebnis, daß sehr wohl noch technische Verbesserungen mit einer erheblichen Ersparnis an Baustoffen und Kosten möglich sind. Der eine Weg dazu ist der vorgespannte Beton, den der Stahlbeton allein geht. Der andere ist die Verbundträgerbauweise, bei der Stahlkonstruktionen mit Stahlbeton zu einer tragenden Einheit verbunden werden und die uns hier beschäftigen soll. 100 Jahre sind Stahlbau und Stahlbeton getrennt und manchmal auch gegeneinander marschiert. Bei der Verbundträgerbauweise müssen sie miteinander arbeiten, wenn sie das Feld nicht einem neuen Firmentyp überlassen wollen.

Zunächst möchte ich eine allgemeine Frage berühren und zur Diskussion stellen. Sie betrifft die endgültige Bezeichnung der Bauweise, die in der Regel in der Verbindung einer Stahlkonstruktion mit einer Stahlbetonkonstruktion besteht. Sie nur Verbundbauweise zu nennen, ist nicht möglich, weil es sich dabei um den Oberbegriff aller Verbindungen aus mehreren Baustoffen oder aber auch aus mehreren Konstruktionselementen aus verschiedenen Baustoffen handelt. Wenn die Verbindung aus 2 Baustoffen besteht, wie z. B. beim Stahlbeton, ist es einfach, daraus ein Doppelwort zu bilden. Wenn aber 2 Konstruktionselemente aus verschiedenen Baustoffen verbunden werden, wobei das eine Element bereits in sich eine Verbundbauweise darstellt, wird die Sache schwierig. Denn die Bezeichnung Stahl-Stahlbeton wird kaum in Frage kommen und auch die Bezeichnung Stahl-Verbundbauweise wird vermutlich Widerspruch auslösen. Ich sehe daher nur den Weg, die Bezeichnung „Verbundträgerbauweise" anzuwenden, weil diese noch erträglich lang ist, und in dem Wort „Träger" zum Ausdruck kommt, daß zwei in sich selbständige Konstruktionselemente, also im weiteren Sinne bereits 2 Träger zu einem System verbunden werden.

Warum Verbundträgerbauweise? Diese Frage ist leicht zu beantworten, wenn man sie umdreht und aufspaltet in die beiden Gegenfragen, warum nicht Stahlbeton und warum nicht Stahl?

Warum nicht Stahlbeton? Der Zweck jeder Verbundbauweise ist zunächst eine bessere und wirtschaftlichere Ausnutzung der Baustoffeigenschaften, als es bei der homogenen Bauweise aus einem Baustoff möglich ist. Man kann daher sagen, daß bei einer Verbundbauweise ein teurer Baustoff in dem Umfange durch einen billigen Baustoff ersetzt wird, in dem dessen Eigenschaften den Anforderungen gerade noch genügen. Man kann es aber auch so ausdrücken, daß bei der Verbundbauweise hochwertige teure Baustoffe nur in dem Umfange mit einem billigen Baustoff verbunden werden, in dem dessen mangelhafte Eigenschaften den Anforderungen nicht genügen. Die Definition wird verschieden ausfallen, je nach dem, ob sie vom Stahlbau oder vom Stahlbetonbau herkommt. Einig sind sich aber sicherlich beide, daß durch die Verbindung billiger gebaut werden soll, als es mit dem einen oder anderen Baustoff allein möglich ist.

Bei der Stahlbetonbauweise können wir zwar die Stahleinlagen so anordnen und auf den Bereich beschränken, in dem wir die hohe Zug- und Schubfestigkeit des Stahls benötigen, wir können aber den Beton nicht nur in der Druckzone verwenden, sondern müssen zur Herstellung des Verbundes auch die Zugzone damit füllen. Daraus ergibt sich der bekannte Mangel dieser Bauweise, daß in der Zugzone Risse entstehen, weil der Beton keine ausreichende Zugfestigkeit hat. Dieser Mangel wird durch das Schwinden des Betons noch verstärkt. Die Folge war eine Herabsetzung der Stahlspannungen, also eine nicht befriedigende Ausnutzung dieses hochwertigen Baustoffes. Von der Stahlbetonseite ist man diesem Problem durch die Vorspannung des Betons mit Erfolg zu Leibe gegangen. Da man zunächst noch in den alten Methoden befangen war und glaubte, die Stahleinlagen nur im gespannten Zustand einbetonieren zu dürfen und den üblichen Stahl verwenden zu können, waren die Ergebnisse nicht befriedigend. Heute ist man zu dem Spannen der Stahleinlagen im erhärteten Beton gekommen und zu sehr hochwertigem Stahl übergegangen. Damit hat man das Naheliegende zum Schluß doch noch gefunden, und wenn nicht alle Zeichen trügen, muß mit außerordentlichen Erfolgen dieser Bauweise gerechnet werden.

Der andere hauptsächlich vom Stahlbau kommende Weg ist die Verbundträgerbauweise. Hier ist das ideelle Ziel, Stahl und Beton so zu verbinden, daß die Druckzone allein aus Beton und die Zugzone allein aus Stahl besteht, also die Querschnittsunterteilung sich möglichst dem Spannungsbild anpaßt. Aber auch hier sind Zugeständnisse nötig, weil der Übergang der Zugkräfte von der einen zur anderen Zone nicht im materiallosen Raume möglich ist und weil die Verwendung einer sich selbst tragenden Stahlkonstruktion durch den Fortfall der Betoniergerüste so erhebliche Vorteile bietet, daß auf die theoretisch ideale Baustoffunterteilung verzichtet werden muß. Die Verbundträgerbauweise spart also gegenüber dem Stahlbeton den Beton in der Zugzone, vermeidet dadurch die Rissebildung im Beton, sie wird leichter und spart erheblich an Schalung und Gerüsten. Außerdem gestattet sie bei Balkenbrücken größere Stützweiten und geringere Bauhöhe als der gewöhnliche Stahlbeton. Sie wird sich daher besonders bei Deckbrücken von mittlerer und größerer Stützweite und auch bei großen Höhen unter der Brücke als wirtschaftlich erweisen.

Warum nicht Stahl? Diese Frage ist einfacher zu beantworten. Da wir z. B. Fahrbahnplatten oder Speicherdecken nicht aus Stahl machen können, sondern dafür Stahlbeton verwenden, muß dieser so viel wie irgend möglich von den Druckkräften aus dem Haupttragwerk aufnehmen, um ihn möglichst vielseitig auszunutzen. Wenn wir es bisher bei Stahlbrücken als unabänderliche Tatsache gelten ließen, daß die Fahrbahn zwar erhebliche Spannungen infolge der an sich nicht gewollten festen Verbindung mit dem Haupttragwerk aufnahm, aber wir trotzdem so dimensionierten, als wenn diese Mitwirkung nicht vorhanden wäre, so können wir nun bei Deckbrücken in Verbundträgerbauweise die Fahrbahnplatte als Bestandteil des Hauptsystems betrachten. Wir machen also endlich das gleiche, was beim Plattenbalken im Stahlbeton schon lange üblich ist.

Aber auch die Verbundträgerbauweise hat einen Januskopf, wenn es sich um durchlaufende Konstruktionen handelt, bei denen der Beton in die Zugzone gerät.

Auf 2 Punkte sei noch hingewiesen. Können die Vorteile der Bauweise mit St 37 oder St 52 voll ausgenutzt werden, oder müssen wir zu höherwertigem Stahl übergehen? Ich glaube das erstere. Dabei möchte ich aber auch die Frage stellen, kann nicht schon durch Verbindung von St 37 mit St 52 in der Stahlkonstruktion allein ein Vorteil erzielt werden?

Der zweite Punkt betrifft die Frage, was kann und muß geschehen, um den Stahlbrückenbau von den viel zu schweren und viel zu komplizierten Fahrbahnausbildungen zu befreien? Denn darüber besteht kein Zweifel, daß diese oft für die Gesamtbaukosten entscheidend sind. Der Beton- und Stahlbeton-Brückenbau bietet die Möglichkeit einer einfachen und unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatte, wovon heute schon in großem Umfange Gebrauch gemacht wird. Der Stahlbrückenbau muß daher nach meiner Ansicht versuchen, nicht nur bei einfachen Deckbrücken in Verbundbauweise eine einfache unmittelbare befahrene Platte anzuwenden, sondern auch bei durchlaufenden Balken im Bereich der negativen Momente, vor allem aber auch bei Trogbrücken. Hier handelt es sich dann freilich um die umgekehrte Problemstellung, nämlich darum, die Platte trotz ihrer Lage in der Zugzone

des Hauptsystems von Zugspannungen und von Zug-, Schwind-, Kriechrissen freizuhalten. Wenn das gelingt, können die hohen Kosten für Tonnenbleche, Buckelbleche, Belagstahl, für die Isolierung, Schutzschicht und Kleinpflaster oder auch Asphaltdecke durch wesentlich geringere Kosten für die einfache Stahlbetonplatte ersetzt werden. Auch die Unterhaltung wird billiger und den Unterhaltungskosten für Betonbrücken angenähert.

Zu der Forderung, auch bei Trogbrücken einfache Stahlbetonplatten anzuwenden, veranlassen verschiedene Gründe. Einmal wissen wir, daß die bisher üblichen Isolierungen der Fahrbahn keinen dauernden Schutz gewähren, sondern nach etlichen Jahren so versprödet sind, daß die Feuchtigkeit durchschlägt und zur Rostbildung führt. Ferner hat die Erfahrung gezeigt, daß der Beton auch bei gemischtem Verkehr sehr wohl unmittelbar befahren werden kann. Wozu also noch die Verschwendung der vielschichtigen und schweren alten Fahrbahnausbildungen?

Leichte Fahrbahnplatten aus ebenen Blechen mit aufgeheftetem Beton oder Asphalt halte ich für bedenklich, weil es sich hier um eine zweidimensionale Verbindung handelt, bei der eine Vermeidung von Zug-, Schwind-, Kriech- und Temperaturrissen durch Vorspannung in beiden Richtungen kaum möglich ist, solange wir dafür keinen geeigneten Quellbeton besitzen. Die Sache wäre erträglicher, wenn wenigstens eine Kontrolle auf Risse möglich wäre. Aber auch die wird ausgeschlossen, bevor nicht größere Schäden entstanden sind. Ich kann daher vorläufig nur einem Verbund zwischen Stahl und Beton in möglichst schmalen Flächen, also praktisch eindimensional, das Wort reden, weil hier die Vorspannung möglich ist und jeder Riß im Beton auf der Unterseite durch die Kalkspatausscheidungen sichtbar wird. Ein Auspressen der Risse beseitigt dann ohne viel Mühe etwaige Schäden. Ich schließe sinngemäß die Forderung an, daß alle nicht fest mit dem Beton verbundenen Flächen der Stahlkonstruktion ganz allgemein so weit vom Beton entfernt bleiben müssen, daß sie sachgemäß gepflegt werden können.

Wir stehen am Anfang der Entwicklung dieses Grenzgebietes zwischen Stahl und Stahlbeton. Es ist daher verständlich, wenn wir tasten und vielleicht noch manchmal daneben tasten. Das veranlaßt mich zu der Bitte, nicht nur vertrauensvoll mit dem Stahlbeton zusammenzuarbeiten, sondern allgemein die Weiterentwicklung als eine gemeinschaftliche Aufgabe zu betrachten und nicht gleich jede neu erscheinende Lösung zum Patent anzumelden. Patente könnten die Entwicklung eher hemmen als fördern und fast immer beruht eine neu erscheinende Lösung auf der Vorarbeit und den Anregungen vieler anderer. Wichtiger ist, daß wir bald genügend Ingenieure haben, die sich in Stahl und Stahlbeton gleich gut auskennen und das Letzte aus der Verbindung der beiden Elemente herausholen.

Die Baustoffe der Stahlverbund-Bauweise.

Von Prof. Dr.-Ing. **Kurt Gaede**, Techn. Hochschule Hannover.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf den Baustoff Beton. Dieser hat in den letzten Jahren eine starke technische Entwicklung erfahren. Außerdem sind die Kenntnisse über seine Eigenschaften vertieft worden. Der Stahlbauer kommt nun durch die Stahlverbund-Bauweise in so enge Fühlung mit dem Baustoff Beton, daß er einiges über ihn wissen muß, wenn er erfolgreich vorgehen will. Ich möchte behandeln: 1. die Komponenten des Betons und die zu erwartenden Festigkeiten, 2. Fragen der Verarbeitung, 3. die Raum- und Formänderungen des Betons.

1. Komponenten des Betons. Zement: Für Stahlbeton und die Stahlverbund-Bauweise kommen praktisch nur die Normenzemente in Frage, die die Vorschriften der DIN 1164 erfüllen. Genormt sind 3 Sorten: Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement. Die Festigkeitseigenschaften der drei Sorten sind praktisch gleich.

Alle drei Sorten, PZ, EPZ und HOZ, werden in je drei Güteklassen geliefert, die verschieden hohe Festigkeiten haben. Als Kennzeichen wird die Normendruckfestigkeit P_{28} benutzt, also die Druckfestigkeit von Zementmörtelprismen 4 · 4 · 16 cm, und zwar im Alter von 28 Tagen. Danach ist die Prismendruckfestigkeit

$$P_{28} = 225,\ 325,\ 425\ \mathrm{kg/cm^2}$$

für FZ, EPZ, HOZ 225, 325, 425

Für die Zuschlagstoffe ist vor allem zu fordern, daß die Kornzusammensetzung zweckmäßig ist. Wichtig ist eine ganz bestimmte Verteilung der Korngrößen. Als maßgebend für die Betongüte gilt die Druckfestigkeit W_{28} der Würfel von 20 cm Seitenlänge in 28 Tagen, weil dann in der Regel das Bauwerk in Benutzung genommen wird. Die Festigkeit nimmt in der Regel noch bis zum Alter von 3 Jahren zu, und zwar um 10—50 % und mehr. Es ist also

$$W_{28} = 120,\ 160,\ 225,\ 300\ \mathrm{kg/cm^2}$$

für die Betongüten B 120, 160, 225, 300.

Die Vorausberechnung der Festigkeit basiert auf dem sog. Zement-Wasser-Verhältnis Z/W. Es ist

$$W_n = P_n \cdot \Phi\,(Z\ W),\ \text{z. B. } P_n \cdot 0{,}75\ (Z/W - 0{,}5).$$

Nun liegt Z/W in der Regel zwischen 1 und 2,5 und damit

$$0{,}3\,P_n < W_n < 1{,}5\,P_n.$$

Es kommt vor allem darauf an, Z/W möglichst groß zu machen, was man erreichen kann 1. durch viel Zement, 2. wenig Wasser oder 3. beides gleichzeitig. Aus wirtschaftlichen und technischen Gründen ist ein Übermaß an Zement unerwünscht, weil der Beton dann stark schwindet und kriecht.

Wasser. Die Wassermenge ist möglichst herabzusetzen. Die zur Erzielung der gewünschten Konsistenz des Frischbetons notwendige Wassermenge läßt sich genügend genau vorausberechnen. Man ist also in der Lage, die zu erwartende Betongüte mit großer Sicherheit vorauszubestimmen.

2. Bauausführung. Es muß laufend überwacht werden, ob der Beton auch so hergestellt wird, wie festgelegt ist. Das geschieht durch Güteprüfungen. Die Zuschlagsstoffe sind in zwei und u. U. drei getrennten Körnungen anzuliefern, der Wasserzusatz durch Ausbreitversuch immer wieder zu kontrollieren und Probewürfel für die Güteprüfung anzufertigen.

Entscheidend ist ausreichende Verdichtung, d. h. Verdichtung so weit, daß praktisch keine Luftporen im Frischbeton verbleiben.

Eine der wichtigsten Verbesserungen in der Betonherstellung ist die Einführung der Vibration in die Betontechnik. Durch mechanische und elektromagnetische Rüttler wird der Frischbeton in erzwungene Schwingungen versetzt. Dadurch wird selbst ein verhältnismäßig wasserarmer „erdfeuchter" Beton in einen leicht verschieblichen Zustand gebracht und weitgehend verdichtet. Man hat diese Geräte als Innen-, Oberflächen- und Schalungsrüttler gebaut. Die eingebaute Leistung beträgt 0,2 bis 10 PS bei 1200—9000 Wechseln/Min. Der wesentliche Nutzen besteht in der Herabsetzung des Wasserzusatzes und damit der Vergrößerung des Z/W-Verhältnisses. Mit diesen Mitteln ist auf der Baustelle mit Sicherheit die Betongüte B 300 und in Betonwerken B 450 und B 600 erreichbar.

3. Formänderungen von Beton. Jeder Stahlbeton-Verbundkörper ist ein statisch unbestimmtes Gebilde, bei dem die Spannungsverteilung durch Gleichgewichtsbedingungen nicht allein bestimmt ist, sondern auch durch die Formänderungen beeinflußt wird. Man muß deshalb für die verbundenen Stoffe etwaige Volumen- und Formänderungen kennen und auch den Zusammenhang zwischen Verformungen und Spannungen. Die Verhältnisse für den Beton sind hier viel komplizierter als für Stahl, für den außer der Wärmedehnung nur die elastischen Verformungen infolge von Spannungen in Frage kommen.

a) Lineare Wärmedehnung. Diese ist $10-14 \cdot 10^{-6}/^{\circ}$ C, also ungefähr wie bei Stahl. Wesentliche Spannungen treten nur bei ungleicher Erwärmung und bei gewissen statisch unbestimmten Stützungen auf.

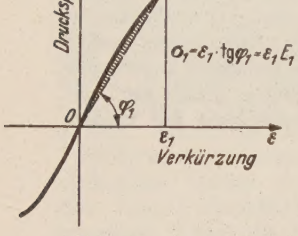

Abb. 1. Spannungs-Dehnungs-Linie für kurzzeitige Belastung.

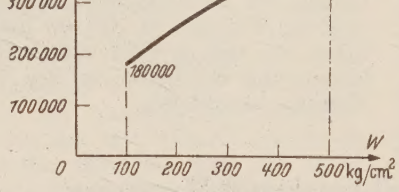

Abb. 2. Elastizitätsmodul für Gebrauchsspannungen.

b) Schwinden und Quellen. Die gelartige Natur erheblicher Teile des erhärteten Zementes führt zu Quellen und Schwinden bei Wasseraufnahme bzw. -abgabe. Im Trocknen befindlicher Beton schwindet um etwa 0,3—1 ‰, und zwar in etwa 3 Jahren.

c) Treiben. Der erhärtete Zementstein vergrößert infolge verschiedener chemischer Vorgänge, insbesondere durch Bildung von Sulfatverbindungen (sog. Gipstreiben) sein Volumen. Wegen der dabei eintretenden Festigkeitsabnahme vermeidet man treibende Zemente. Es sind Bestrebungen im Gange, diese Erscheinung zum Ausgleich des Schwindens und Kriechens und zum Vorspannen des Betons zu verwenden. Die bei uns unternommenen Versuche haben noch nicht zu befriedigenden Ergebnissen geführt. Wir haben demgemäß noch mit nichttreibendem Zement zu rechnen. Ob die Quellzemente Bedeutung gewinnen werden, kann zur Zeit noch nicht beantwortet werden.

d) Formänderungen bei Belastung. α) Kurzzeitige Belastung. Druck- und Zugversuche an prismatischen Betonstäben ergeben die σ-ε-Linie Abb. 1. Bezeichnet man $tg\,\varphi_1 = E_1$, so ist in der üblichen Form $\sigma_1 = \varepsilon_1 E_1$. Nur ist hier E_1 nicht die Hookesche Konstante, sondern ein von σ_1 abhängiger Wert. Vernachlässigt man die schraffierte Fläche, so kann man mit ausreichender Genauigkeit mit einem festen E-Wert rechnen, der für eine mittlere Spannung σ ermittelt ist. Es ist üblich, einen solchen E-Wert für den Bereich der zulässigen Spannungen festzusetzen und für die Berechnung des Bruchzustandes einen zweiten, wesentlich kleineren Wert.

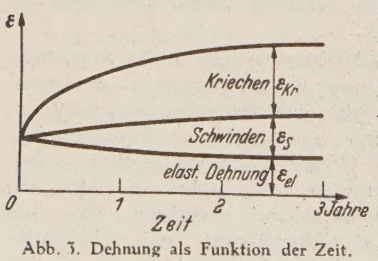

Abb. 3. Dehnung als Funktion der Zeit.

Diese E-Werte sind nun außerdem noch abhängig von der Betongüte. Für die früher für Stahlbetonbauten übliche Güte B 120 gelten etwa $E = 210\,000$ kg/cm² für die Gebrauchsspannungen und $E = 140\,000$ kg/cm² für Spannungen in der Nähe des Bruchs. Bei besseren Betonsorten liegen die E-Werte wesentlich höher. Abb. 2 zeigt E für die Gebrauchsspannungen.

β) Langdauernde Belastung. Wird ein Betonstab z. B. im Alter von 28 Tagen belastet, so verkürzt er sich um $\varepsilon_{el} = \sigma/E$. Läßt man die Last weiter unverändert wirken, so beobachtet man etwa drei Jahre lang eine ständige Zunahme der Verkürzung. Diese Verkürzung ist zum Teil durch das Schwinden bedingt, doch genügt dies keineswegs, um die Gesamtverkürzung zu erklären. Es muß noch ein durch die Belastung hervorgerufener Beitrag hinzugekommen sein. Diese seit etwa 20 Jahren erkannte Erscheinung ist das sog. Kriechen des Betons. Nach Abb. 3 setzt sich die beobachtete Gesamtverformung zusammen aus der elastischen Zusammendrückung ε_{el}, dem Schwinden ε_S und dem Kriechen ε_{Kr}. Je nach dem Zeitpunkte, zu dem die Belastung aufgebracht wird, je nach der Betonzusammensetzung und dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons ist das Kriechen verschieden groß. Man kann es bei Belastung im Alter von 28 Tagen zu $\varepsilon_{Kr} = 2-4 \cdot \varepsilon_e$ annehmen. Es handelt sich somit um erhebliche zusätzliche Verformungen, die z. B. zu einer weitgehenden Kräfteumlagerung in einer auf Druck beanspruchten Stahlbetonstütze führen, und zwar zu einer Mehrbelastung des Stahls und zu einer starken Entlastung des Betons, Abb. 4.

Auch bei auf Biegung beanspruchten Verbundträgern ergibt sich eine Umlagerung der Spannungen. Da das Kriechen nur durch lang andauernde Belastung hervorgerufen wird, wird es besonders bei solchen Bauwerken von Bedeutung sein, bei denen das Eigengewicht überwiegt gegenüber den Nutzlasten.

Den Einfluß des Kriechens kann man durch verschiedene Maßnahmen einschränken:

1. Durch Verwendung eines zement- und wasserarmen Betons, wie er durch vorzügliche Kornverteilung des Zuschlags erreichbar ist (durch großen Anteil des Größtkorns wird der Beton „konsolidiert", so daß sich die Zuschlagkörner wie in einer Straßendecke nach dem Makadam-Prinzip gegeneinander stützen und ein in sich standfestes Gerüst bilden),
2. Verdichten durch Rütteln,
3. langes Feuchthalten des Betons und
4. späte Belastung.

γ) Oft wiederholte Belastung. Bei allen Baustoffen ist die Festigkeit bei häufig wiederholten Belastungen wesentlich kleiner als bei einmal monoton gesteigerter Belastung. Das gilt auch für den Beton. Es muß weiter daran erinnert werden, daß Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung ständig zunehmende plastische Verformungen erleidet, die den Kriechverformungen ähnlich sind. Diese schon vor längerer Zeit entdeckte Tatsache ist gegenüber dem Kriechen, also der Verformung bei gleichbleibender Belastung, etwas aus dem Gesichtsfeld gekommen. Sie bedarf jedoch ebenfalls sorgfältiger Beachtung, vor allem, wenn die Stahlverbund-Bauweise z. B. für Eisenbahnbrücken mit ihren viel größeren veränderlichen Lasten benutzt werden soll.

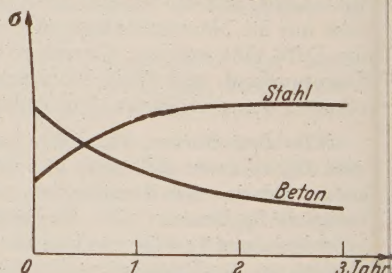

Abb. 4. Spannungen in einem Stahlbetonkörper als Funktion der Zeit.

Zulässige Beanspruchungen. Man wird sich bei der Stahlverbund-Bauweise wohl bis auf weiteres an die allgemein für die Stahlbeton-Bauweise vorgeschriebenen Beanspruchungen halten, vor allem an DIN 1045: Bestimmungen für Bauwerke aus Stahlbeton; DIN 1075: Berechnungsgrundlagen für massive Brücken.

Die neue Bauweise bietet somit manche noch ungelöste Probleme, auch von der Seite der Baustoffe. Eine

der wichtigsten Forderungen ist die nach der Herstellung eines vorzüglichen Betons. Die Stahlverbund-Bauweise stellt an die Ausführenden ungewöhnlich hohe Ansprüche. Nur wenn sie erfüllt werden, ist der erhoffte Erfolg gesichert. Darum ist zu wünschen, daß Stahlbau und Betonbau hier zusammenarbeiten zu gegenseitigem Nutzen und zum Nutzen von Bauherrn und Allgemeinheit.

Prof. **Dörnen:** Der Stahlbau hat es mit seinem Baustoff doch wohl in mancher Beziehung leichter, da ihm die Verantwortung für dessen Güte durch die Hüttenwerke abgenommen wird. Wir müssen trachten, die Eigenschaften des neuen Bundesgenossen gut kennen zu lernen. Herr Prof. Gaede hat einen Schwächepunkt der neuen Bauweise bereits berührt, das ist der hochwertige und zuverlässige Beton, den man namentlich für dynamisch beanspruchte Bauwerke braucht. In diesem Zusammenhang ist interessant, daß die Bundesbahn die Absicht hat, schon im Jahre 1950 einige Brücken nach der Stahlverbund-Bauweise auszuführen.

Schubsicherungen.

Von Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. **Wilhelm Klingenberg,** Offenbach a. M.

Für die Verbundkonstruktionen stellen die Schubsicherungen ein sehr wichtiges Bauelement dar. Was für zusammengesetzte Stahlträger Niete, Schrauben und Schweißnähte und für Holzträger Nägel oder Leim bedeuten, das sind für Verbundträger die Schubsicherungen. Dabei ist das Neue, daß nicht zwei gleichartige Baustoffe zu verbinden sind, sondern zwei verschiedene, nämlich Stahl und Beton. Aber in jedem Falle werden durch die Schubsicherungen erst die einzelnen Teile zu einem gemeinsamen Querschnitt von hoher Biegesteifigkeit miteinander verbunden. Sie müssen daher die zwischen Stahl- und Betonquerschnitt auftretenden Schub-

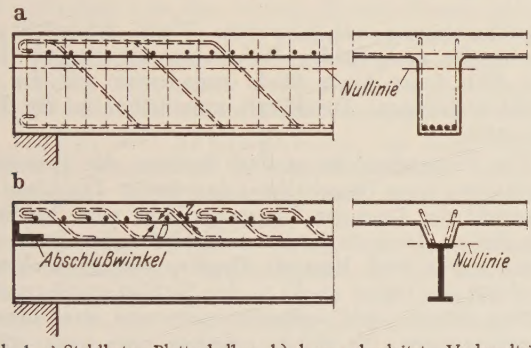

Abb. 1. a) Stahlbeton-Plattenbalken, b) daraus abgeleiteter Verbundträger mit Schubsicherung aus Hafteisen.

kräfte mit der vorgeschriebenen Sicherheit aufnehmen und eine gegenseitige Bewegung beider Querschnittsteile verhindern.

Für die Verbundkonstruktionen haben sich zwei Arten von Schubsicherungen herausgebildet, nämlich Hafteisen und Dübel, auf die ich im folgenden näher eingehen möchte.

1. Hafteisen: Bei der Betrachtung der Wirkungsweise von Hafteisen geht man zweckmäßig von einem Stahlbeton-Plattenbalken aus. Abb. 1 a veranschaulicht einen solchen, bei dem in üblicher Weise die im Zuggurt nach den Auflagern zu nicht mehr benötigten Zugarmierungen unter 45° aufgebogen werden, um die Schubkräfte weitgehendst aufzunehmen. Zum Zusammenhalt des Zug- und Druckquerschnitts und zur Aufnahme der durch die aufgebogenen Stähle noch nicht voll gedeckten Schubkräfte sind lotrechte Bügel angeordnet. Ersetzt man nun den Teil des Balkens, der im Zugbereich, also unterhalb der Nullinie liegt, durch einen Stahlträger und schweißt alle die in der Nullinie abgeschnittenen Bügel und aufgebogenen Stähle an den Oberflansch des Stahlträgers an, so ist es einleuchtend, daß alle an der Berührungsfläche vorhandenen Kräfte ordnungsgemäß angeschlossen sind. Aus dieser Anschauung ist ersichtlich, daß es sich hierbei nicht — wie etwa bei genieteten oder geschweißten Trägern — um eine Verbindung handelt, bei der nur die Kräfte in einer Achse berücksichtigt zu werden brauchen, sondern daß es sich um Kräfte in zwei Achsen handelt, die sich zu Hauptzug- und Hauptdruckspannungen zusammensetzen.

In der Praxis hält man sich nun nicht genau an die Art der Armierung, wie sie im Stahlbeton-Plattenbalken in der Druckzone vorhanden ist. Man sieht meistens von den kurzen lotrechten Bügelenden ab und erhöht dafür die Anzahl der Schrägeisen. Wie aus Abb. 1 b ersichtlich ist, werden diese zweckmäßig so angeordnet, daß sich von der unteren Abbiegung des einen zur oberen Abbiegung des nächsten Schrägeisens die etwa unter 45° liegende Hauptdruckspannung einstellen kann, die die Umlenkkräfte aus den Abbiegungen der Schrägeisen übernimmt. Das letztere muß sich bei den oberen Abbiegungen zwangsläufig einstellen, bei den unteren dagegen nicht, da hier die Druckkraft D auch mit Hilfe der Haftspannung unmittelbar in den Flansch übertragen werden kann. Dies hat dann zur Folge, daß die untere Umlenkkraft des Schrägeisens teilweise durch das Ende der Schweißnaht aufzunehmen ist. Dieselbe sollte deshalb reichlich bemessen und sorgfältig ausgeführt werden. Nach Vorschlag von Maier-Leibnitz [1], der schon 1940 Versuche an derartigen Verbundträgern vorgenommen hat, empfiehlt es sich, an den Enden des Trägers je einen kräftigen Abschlußwinkel auf dem oberen Flansch anzuordnen.

Solche Schubsicherungen aus schrägen Hafteisen gewährleisten eine gleichmäßige Überleitung der Kräfte aus dem Stahlträger in den Stahlbeton. Sie sind besonders zweckmäßig bei Verbundträgern mit hohen Vouten. Dann ist nämlich genügend Höhe vorhanden, um sie richtig zu entwickeln, und die Hauptspannungen verlaufen noch etwa unter 45°. Sind dagegen keine oder nur niedrige Vouten vorhanden, so werden die Hafteisen schon durch die Ausrundungen sehr flach, und auch die Druckhauptspannungen verlaufen in der Nähe der Oberkante des Verbundträgers flacher. Es werden dann die an den Schweißnähten übertragenen Schubkräfte erst durch Zug in Richtung nach dem Auflager zu geleitet, um dann in Druck nach der entgegengesetzten Richtung umgesetzt zu werden. Abgesehen von dem unnötig langen Weg bei der Kraftübertragung kommen dabei die auf Zug beanspruchten Stähle in einem Beton zu liegen, der fast parallel dazu auf Druck beansprucht wird, was einen Widerspruch in sich darstellt und zu Schäden führen kann.

Die dargestellte Schubsicherung hat ferner die Schwäche, daß sie nur in einer Richtung wirksam ist. In den Bereichen, in denen infolge Verkehrslast die maßgebende Querkraft das Vorzeichen wechseln kann, sind deshalb Schrägeisen nach beiden Richtungen anzuordnen. Desgleichen treten aus Schwinden des Betons an den Trägerenden Schubkräfte auf, die denen aus lotrechten Lasten entgegengesetzt gerichtet sind und die sehr groß werden können.

Ich gebe nun ein kurzes Beispiel für die Berechnung von Schrägeisen. Es sei:

T die an der Berührungsfuge pro Einheit der Trägerlänge zu übertragende Schubkraft,

a der Abstand der Hafteisen,

Q die Querkraft,

S_B das statische Moment des Betonquerschnitts, bezogen auf die Schwerachse des Verbundquerschnitts,

J_v das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts.

Dann ist
$$T = \frac{Q \cdot S_B}{J_v}.$$

Bei Aufbiegung des Schrägeisens unter dem Winkel α zerlegt sich diese Kraft in zwei Komponenten

$$Z = -D = \frac{T \cdot a}{2 \cdot \cos\alpha},$$

wobei Z die von den Schrägeisen aufzunehmende Zugkraft ist. Z muß vom Rundstahl durch Haftung in dem Beton übergeleitet werden, wobei die zulässige Haftspannung nach DIN 1075 nicht überschritten werden darf. Außerdem erhält das Schrägeisen am Ende den üblichen Haken.

2. Dübel: Bei dieser Art der Schubsicherung werden auf dem Oberflansch des Stahlträgers in regelmäßigen Abständen kurze Knaggen oder Dübel — meist durch Schweißung — befestigt, die in den Betonquerschnitt hineinragen, eine gegenseitige Verschiebung von Stahl und Beton verhindern und die an der Berührungsfläche auftretenden Schubkräfte übertragen. Sind diese Knaggen so biegesteif ausgebildet und entsprechend an den Stahlträger angeschlossen, daß sie diese Kräfte durch gleichmäßige Belastung ihrer lotrecht zum Träger stehenden Fläche auf denselben ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen übertragen können, so nennt man sie starre Dübel, im anderen Falle weiche Dübel (Abb. 2).

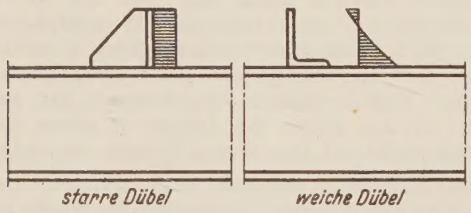

Abb. 2. Spannungsdiagram für starre und weiche Dübel.

Beim weichen Dübel kann nicht mehr eine gleichmäßige Verteilung der zu übertragenden Schubkraft auf die lotrechte Fläche des Dübels angenommen werden. Da er hierzu nicht biegesteif genug ist, würde er sich verbiegen, wenn er nicht im Beton eingespannt wäre. Es kommt also die Spannung aus der Einspannung hinzu. Die genaue Spannungsverteilung hängt dabei von dem Verhältnis der Biegesteifigkeit des Dübels zur Festigkeit des Betons ab. Ich bin verschiedentlich der Auffassung begegnet, daß man die aus der Einspannung eines weichen Dübels im Beton entstehenden zusätzlichen Kräfte vernachlässigen könne mit dem Hinweis, daß man dies bei Niet- und Schraubverbindungen auch tue. Dabei wird jedoch übersehen, daß beim Verbundträger der Stahldübel nicht durch Stahl, sondern durch Beton, also ein Material viel geringerer Festigkeit eingespannt wird. Die Amerikaner schlagen deshalb für weiche Dübel auf Grund von Versuchen eine erhebliche Herabsetzung der nutzbaren Höhe des Dübels vor. Im übrigen bevorzugen sie weiche Dübel, besonders solche aus [-Stahlstücken, weil sie leicht anzubringen sind, bei der Einbringung der Plattenarmierung wenig stören und den Betonquerschnitt vor Abheben vom Stahlquerschnitt schützen.

In Deutschland und anderen Ländern Europas bevorzugt man dagegen starre Dübel, weil sie zuverlässiger sind und größere Schubkräfte übertragen können. Das Abheben der Betonplatte muß durch zusätzliche Bügel oder Schrägeisen verhindert werden. Wie eingangs erwähnt, sind Dübel vorzugsweise zu verwenden, wenn die Stahlbetonplatte unmittelbar auf dem Stahlträger liegt, oder wenn nur niedrige und flache Vouten (Neigung etwa 1 : 3) vorhanden sind. Ist der Beton dann entsprechend armiert, so kann für die kleinen Drucküberragungsflächen der Dübel mit einem dreiachsigen Spannungszustand gerechnet werden, für den ähnlich wie bei Wälzgelenken aus Beton nach DIN 1075 eine erhöhte Spannung ($\frac{1}{2} \cdot W_{28}$) zulässig ist.

Abb. 3 veranschaulicht die einfachste Form eines Verbundträgers mit starren Dübeln in Verbindung mit je einem Bügel zum Festhalten der Platte. Vergleicht man diese Kraftübertragung mit der bei Verwendung von schrägen Hafteisen, so erkennt man sofort, daß der starre Dübel zwar einen härteren Eingriff in den Betonquerschnitt bedeutet, daß er andererseits aber eine direkte

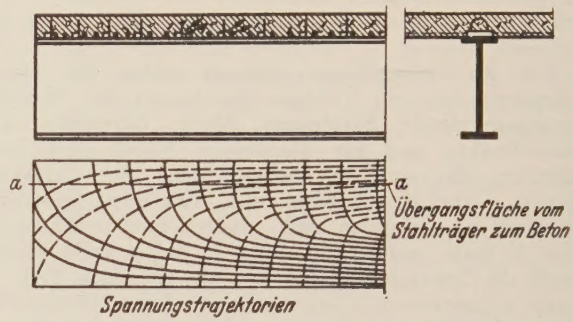

Abb. 3. Verbundträger mit starren Dübeln.

Kraftübertragung auf kürzestem Wege sicherstellt und Schubkräfte nach beiden Richtungen übertragen kann. Auf Abb. 3 ist durch Pfeile angedeutet, wie die vom Dübel übertragene Druckkraft unmittelbar in die Platte ausstrahlt.

Zur Veranschaulichung sind darunter die Spannungstrajektorien eines Biegebalkens dargestellt. Die Linie a—a entspricht der Lage der Übergangsfläche vom Stahlträger zum Beton. Liegt sie hoch, so verbleiben im Betonquerschnitt starke flach liegende Druckspannungstrajektorien, die durch die Dübel direkt in den Stahlträger übergeleitet werden können und außerdem schwache, fast lotrechte Zugspannungen, die durch lotrechte oder auch schräge Bügel aufzunehmen sind. Liegt die Übergangsfläche dagegen tiefer nach der Trägermitte zu, so zeigen die Spannungstrajektorien, daß die in Abschnitt 1 dargestellte Schubsicherung durch schräge Hafteisen mit sich einstellenden schrägen Druckkeilen dem Spannungsbild am besten gerecht wird.

Ich gebe nun ein Beispiel für die Berechnung eines starren Dübels (Abb. 4). Man nimmt zweckmäßig geeignete Dübelabmessungen an und berechnet daraus die erforderlichen Dübelabstände. Für das Beispiel wurde ein rechteckiger Dübel 40 · 60 · 160 mm mit 7 mm Querkehlnähten angenommen.

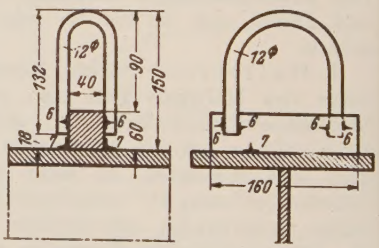

Abb. 4. Beispiel eines starren Dübels.

$$F_{Schw} = 2 \cdot 0{,}7 \cdot (16 - 1{,}4) = 20{,}44 \text{ cm}^2,$$

$$J_{Schw} = \frac{14{,}6}{12}(5{,}4^3 - 4{,}0^3) = 113{,}7 \text{ cm}^4,$$

$$W_{Schw} = \frac{113{,}7}{2{,}7} = 42{,}1 \text{ cm}^3.$$

Legt man für das Beispiel entsprechend der Güte des verwandten Betons eine zulässige Betondruckspannung von $\frac{1}{2} \cdot W_{28} = 125$ kg/cm² zugrunde, so beträgt die Tragkraft eines Dübels

$$D = 125 \cdot 16 \cdot 6 = 12\,000 \text{ kg}.$$

Der Anschluß hat nunmehr aufzunehmen

$$D = 12000 \text{ kg}; \; M = 12000 \cdot 3 = 36000 \text{ cmkg},$$

$$\sigma = \frac{36000}{42{,}1} = 855 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{12000}{20{,}44} = 587 \text{ kg/cm}^2,$$

Gesamtspannung: $\sigma = \sqrt{855^2 + 587^2} = 1037 \text{ kg/cm}^2$.
Zulässig nach DIN 4101 $\sigma = 0{,}75 \cdot 1400 = 1050 \text{ kg/cm}^2$.
Aus $D = T \cdot a$ ergibt sich der Dübelabstand.

Wie aus dem Beispiel hervorgeht, setzt sich die Beanspruchung der Schweißnähte aus Scherspannung und Biegespannung zusammen. Im vorliegenden Falle läßt sich die letztere einfach berechnen, da es sich um Dübel von rechteckigem Grundriß handelt. Bei anderen Dübelformen, z. B. unsymmetrischen oder über Eck aufgeschweißten Winkeln ist das schon schwieriger. In der Schweiz sieht man deshalb von der Berücksichtigung der Biegebeanspruchung ab und ermäßigt dafür die zulässige Scherspannung der Schweißnähte ($\tau_{zul} = 750$ bei statischer bzw. 450 kg/cm² bei dynamischer Beanspruchung aus Hauptkräften). Dieser Weg ist zwar sehr einfach, erscheint mir aber bedenklich, weil der Ingenieur das Gefühl verliert, daß hier Biegekräfte anzuschließen sind. So habe ich schon gesehen, daß sehr steife und breite Rechteckdübel auf einen dünnen unausgesteiften Obergurt aufgeschweißt wurden. Das Kippmoment des Dübels kann dabei keinesfalls von dem breiten dünnen Flansch gleichmäßig aufgenommen werden, sondern es wird sich eine starke Spannungsspitze über dem Steg einstellen. In einem solchen Falle müßte entweder der obere Flansch ausgesteift oder eine andere Dübelform gewählt werden.

3. Dübel mit Schrägeisen: Ich hatte bereits darauf hingewiesen, daß bei der Verwendung von Dübeln besondere Bügel vorzusehen sind, um ein Abheben der Platte vom Stahlträger zu vermeiden und um zusammen mit der Plattenbewehrung die Voraussetzung für den dreiachsigen Spannungszustand im Beton zu schaffen. Vielfach ordnet man diese nicht lotrecht, sondern schräg an, um sie gleichzeitig mit zur Aufnahme der Schubkräfte heranzuziehen. Sie sollten dabei aber nicht lose durch den Dübel hindurchgesteckt, sondern mit dem Dübel oder dem Flansch verschweißt werden, um einen Schlupf zu vermeiden. Bei dieser Kombination besteht naturgemäß eine gewisse Unklarheit, wie die Schubkraft

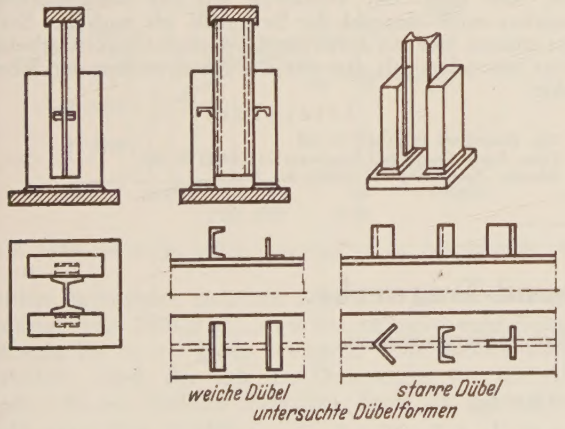

Abb. 5. Amerikanische Versuche mit Dübeln. Untersuchte Dübelformen.

auf Dübel und Schrägeisen zu verteilen ist. Die Schweizer schlagen auf Grund von Versuchen vor, 75 % den Dübeln und 25 % den Schrägeisen zuzuweisen. Dabei haben sie jeden Dübel mit 2 Schrägeisen von 10 mm ∅ versehen.

4. Dübelformen: Wir haben bereits gesehen, daß die Dübel klein und gedrungen sein sollen, um den dreiachsigen Spannungszustand im Beton zu gewährleisten. Sie sollen ferner möglichst biegesteif sein, nach beiden Richtungen wirken und einen einwandfreien Anschluß an den Stahlträger ermöglichen. Sie sollen ferner in Verbindung mit Bügeln oder Schrägeisen ein Abheben der Platte vom Stahlträger vermeiden. Es gibt nun eine große Zahl von Dübelformen, die diesen Anforderungen mehr oder weniger genügen.

Abb. 5 zeigt die Dübelformen, die amerikanischen Versuchen zugrunde lagen, sowie die Anordnung der Versuchskörper [2]. Trotzdem die Versuche ergaben, daß die starren Dübel größere Schubkräfte übertragen können als die weichen Dübel, haben die Amerikaner eine gewisse Vorliebe für den weichen [-Stahl-Dübel. Interessant ist dabei, daß dieser Dübel eine größere Schubkraft aufnehmen kann, wenn er der Schubkraft mit dem Rücken zugewandt ist. Das erklärt sich daraus, daß der [-Stahl mit dem von ihm eingeschlossenen und dabei auf Druck beanspruchten Betonkörper einen örtlichen Verbundkörper bildet.

Abb. 6 veranschaulicht Dübelformen, die bei den Schweizer Versuchen verwendet wurden [3]. Es handelt sich um kupierte Träger bzw. lotrecht aufgeschweißte

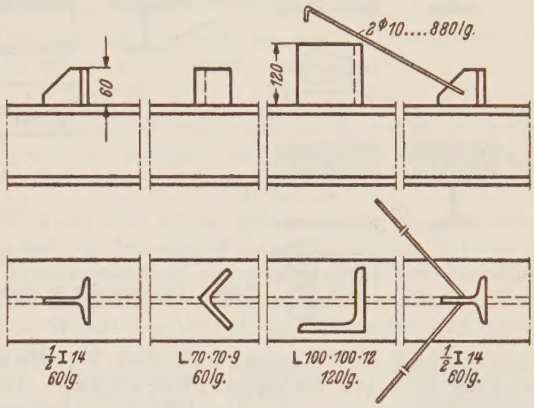

Abb. 6. Schweizer Versuche mit Dübeln.

Winkel. Dabei hat der große Dübel L 100·100·12 infolge seiner größeren Druckfläche zwar die größte Dübelkraft übertragen, hat dabei aber wesentlich geringere Betonspannungen aufnehmen können. Dies zeigt, daß der dreiachsige Spannungszustand bei der Übertragung der Dübelkräfte nur vorhanden ist, wenn die Druckfläche des einzelnen Dübels im Verhältnis zum gesamten Betonquerschnitt klein bleibt. Die Schweizer Versuche erstreckten sich im übrigen nicht nur auf Versuchskörper mit Dübeln, sondern auch auf solche mit angeschweißten Hafteisen. Abb. 7 zeigt Dübelformen, die in Kürze in der Materialprüfanstalt Stuttgart untersucht werden sollen, und zwar im Zusammenhang mit den geplanten Versuchsbrücken Petershagen und Sonnenberg. Typ a zeigt den schon mehrfach erwähnten Rechteck-Dübel mit lotrechtem Bügel, Typ b den gleichen Dübel mit einem kräftigen schrägen Bügel, der nicht nur gegen Abheben sichern, sondern auch selbst Schubkraft übertragen soll.

Beim Typ c ist nicht jeder einzelne Dübel mit einem Bügel versehen, sondern je 2 Dübel sind durch je 2 Bügel miteinander verbunden, so daß die Bügel in der Rundung durch Leibungsdruck noch zusätzlich Schubkraft aufnehmen können. Beim Typ d handelt es sich um einen genieteten oder geschweißten Vollwandträger, bei dem das Stegblech über die Obergurtwinkel hinausragt. In die dadurch gebildeten Ecken sind schräge Bleche als Dübel eingeschweißt und an dem vorstehenden Stegblech sind außerdem schräge Hafteisen angebracht. Diese Anordnung bietet bei Vollwandträgern manche Vorteile, dem jedoch der Nachteil gegenübersteht, daß die unteren Armierungseisen der Platte, soweit sie nicht aufgebogen werden, durch Löcher im vorstehenden Stegblech hindurch-

gezogen werden müssen; es sei denn, daß genügend hohe Vouten vorhanden sind. Typ e stellt einen kupierten Träger als Dübel dar, um den Anschluß an die Schweizer Versuche zu geben.

Diese Zusammenstellung ist noch keinesfalls erschöpfend. Es gibt also eine Fülle von möglichen Dübelformen, und es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß durch weitere Versuche die einzelnen Formen gegeneinander abgewogen werden, um eine im Interesse der Wirtschaftlichkeit notwendige Normung vorzubereiten.

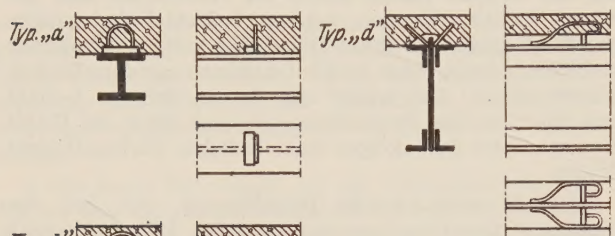

Abb. 7. Dübelversuche in Stuttgart.

5. Einfluß des Ausmaßes der Verbundwirkung auf die Schubsicherungen. Es ist bekannt, daß man es bei der Herstellung von Verbundkonstruktionen durch Absteifung des Stahlträgers während des Erhärtens des Betons in der Hand hat, die Verbundwirkung außer auf die Verkehrslast (p) auch auf das Eigengewicht (g) auszudehnen. Durch Stützensenkung oder -hebung kann man darüber hinaus noch beliebig Vorspannung erzeugen. Diese Variationen sind auf die Schubsicherung von erheblichem Einfluß und sollen deshalb abschließend noch kurz gestreift werden:

a) Verbund für $g + p$.

Hierbei ergeben sich große Schubkräfte, die eine entsprechend große Zahl von Schubsicherungen erfordern. Die Grundbeanspruchung derselben aus Eigengewicht schützt sie jedoch weitgehend vor Wechselspannungen aus Verkehrslast und stellt außerdem eine große Reserve für die Übertragung der entgegengesetzt wirkenden Schwindkräfte dar. Dieser Fall ist deshalb noch am ehesten für Schubsicherungen geeignet, die nur in einer Richtung wirksam sind.

b) Verbund nur für p.

Diese Art der Ausführung wird im Brückenbau oft gewählt, weil sie die besonders über Flüssen lästige Abstützung der Träger vermeidet. Sie ergibt kleinere Schubkräfte und bedingt rechnerisch weniger Schubsicherungen; ist also auch darin einfacher in der Ausführung. Neben der geringeren Ersparnis an Material hat sie jedoch zur Folge, daß die Schubsicherungen weitgehend Wechselbeanspruchungen ausgesetzt sind, also nach beiden Richtungen wirksam sein müssen, und daß für sie die Ermüdungstragfähigkeit maßgebend ist. Für diese Art der Verbundkonstruktion ist noch folgendes zu beachten: Auch wenn die Verbundwirkung nur für Verkehrslast vorgesehen ist, wenn also die Stahlträger während des Betonierens nicht abgestützt waren, tritt die volle Verbundwirkung für $g + p$ automatisch ein, wenn die Spannung im Stahlträger über den elastischen Bereich hinaus ansteigt. Die Verbundkonstruktion würde in solchen Fällen also eine erhebliche Reserve gegen Bruchgefahr bieten, wenn die Schubsicherungen so reichlich bemessen sind, daß sie zusätzliche Schubkräfte aufnehmen können. Man erhöht also hierbei die Bruchsicherheit des ganzen Baues wesentlich, wenn man die Schubsicherungen reichlich bemißt.

Umgekehrt geht jede in der Stahlbetonplatte über Verbund aus $g + p$ hinaus künstlich erzeugte Vorspannung beim Überschreiten der Prismenfestigkeit des Betons oder der Fließgrenze des Stahles verloren. Für die Bruchfestigkeit ist also in jedem Falle die Verbundwirkung für $g + p$ wirksam, sofern die Schubsicherungen für diesen Fall ausreichen.

Prof. **Dörnen:** Ihre Ausführungen, Herr Dr. Klingenberg, sind für uns besonders wertvoll, weil Sie als Obmann der Arbeitsgruppe „Verbundträger" des Deutschen Ausschusses für Stahlbau wohl den besten Einblick haben. Aus Ihren Ausführungen geht hervor, daß wir auf dem Gebiete der Schubsicherung so weit sind, daß wir unbedenklich Balken auf zwei Stützen nach der neuen Methode herstellen können. Man muß sich allerdings darüber klar sein, daß man sehr vorsichtig mit der Schubsicherung umgehen muß. Sowohl der Betonbau als auch der Stahlbau müssen hier mit äußerster Gewissenhaftigkeit arbeiten. Ganz besonders gilt dies für das Anschweißen der Schubanker.

Literatur:

1. Die Bautechnik 19 (1941) S. 265.
2. Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 74 (1948) S. 287.
3. Schweiz. Bauzeitung 125 (1945) Nr. 2—4.

Theorie der Stahlverbund-Tragwerke.

Von Dr.-Ing. **Herbert Fröhlich**, Offenbach/Main.

Die Stahlverbund-Tragwerke sind charakterisiert durch die beiden Bauelemente: Beton- oder Stahlbetondruckplatte und biegesteife Stahlträger, die miteinander schubfest verbunden sind und als einheitlicher Querschnitt wirken. Die Betonplatte übernimmt neben der örtlichen Lastübertragung als zweite Funktion die Mitwirkung als Trägerobergurt. In Abb. 1 sind die drei Möglichkeiten für das Zusammenwirken aufgezeichnet: Stahlträger allein, Stahlträger und Betonplatte ohne Verbund, aber mit gleicher Krümmung, und Stahlträger und Betonplatte mit Verbund. Das Trägheitsmoment beträgt auf den Elastizitätsmodul des Betons bezogen:

$$J_1 = n_0 \cdot J_{St},$$

$$J_2 = n_0 \cdot J_{St} + J_B = J_1 + J_B,$$

$$J_3 = n_0 \cdot J_{St} + J_B + n_0 \cdot F_{St} \cdot s^2_{St} + F_B \cdot s_B^2 = J_2 + F_B \cdot s^2 \frac{n_0 \cdot \mu}{1 + n_0 \cdot \mu},$$

mit $n_0 = E_{\text{Stahl}} / E_{\text{Beton}}$ und $\mu = F_{\text{Stahl}} / F_{\text{Beton}}$.

Z. B. für einen Stahlträger I P 100 und eine 25 cm starke Betonplatte sind $J_2 = 1{,}04$ und $J_3 = 2{,}54$, wenn $J_1 = 1{,}00$ und $n_0 = 10$ gesetzt werden.

Weiter ist aus Abb. 1 zu entnehmen:

1. Die Bedeutung der Schubkraft, welche von der Verdübelung zwischen Platte und Träger aufzunehmen ist,

um das Zusammenwirken beider Teile sicherzustellen. Bei nicht vollkommener Verbindung tritt in den Normalspannungen an der Berührungsfuge ein Sprung auf, der mit der Nachgiebigkeit der Schubverbindung wächst.

2. Eine Steigerung des Trägheitsmomentes beim Verbundquerschnitt kann bei festliegender Größe der Einzelträgheitsmomente, der Betonfläche und der Zahl n_0

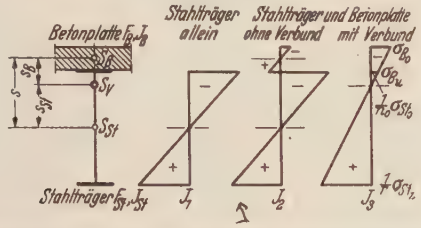

Abb. 1. Möglichkeiten für das Zusammenwirken von Platte und Träger.

nur durch Vergrößerung des Schwerpunktabstandes s erreicht werden. Das weist auf die Zweckmäßigkeit von unsymmetrischen Stahlprofilen hin.

Die Berechnung geht von dem im Stahlbetonbau üblichen Verfahren aus, bei welchem die elastischen Dehnungen beider Baustoffe gleichgesetzt werden: $\varepsilon_{\text{Stahl}} = \varepsilon_{\text{Beton}}$. Daraus folgt unter Annahme des Hookeschen Gesetzes, daß sich die Spannungen wie die Elastizitätsmaße verhalten $\sigma_{St}/E_{St} = \sigma_B/E_{B0}$. Anders ausgedrückt ist $\sigma_{St} = n_0 \cdot \sigma_B$, $n_0 = E_{St}/E_{B0} = \sigma_{St}/\sigma_B$, d. h. das Verhältnis der Spannungen ergibt sich aus dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli.

Wie im Stahlbetonbau kann die Berechnung durchgeführt werden, indem die Dehnungs- und Biegesteifigkeiten auf den Elastizitätsmodul des Betons bezogen und damit Fläche und Trägheitsmoment des Stahls mit n_0 vervielfacht werden.

Für Stahl ist das Hookesche Gesetz erfüllt, für Beton kann es im Bereich der zulässigen Spannungen als ausreichend gültig angenommen werden. Der E-Modul des Betons hängt jedoch stark von der Druckfestigkeit ab, vgl. Abb. 2. Die n_0-Werte liegen für die in Frage kom-

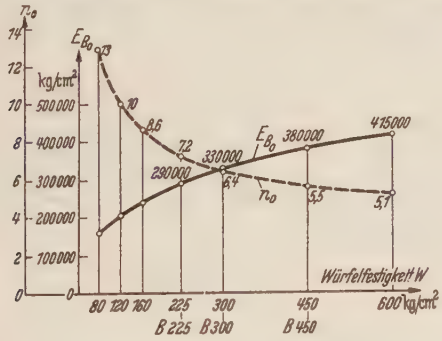

Abb. 2. Abhängigkeit E_{B0} und $n_0 = E_{St}/E_{B0}$ von der Würfelfestigkeit W.

menden Betongüten zwischen 5 und 7. Bei einer Stahlspannung von 700 kg/cm² wird die entsprechende Betonspannung bei $n_0 = 7$ gleich 100 kg/cm². Die Bernouillische Hypothese, nach der sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten, kann als ausreichend erfüllt angesehen werden.

Während die Stahlbetontheorie für die Bemessung vom Bruchzustand des Betons ausgeht (mit $E = 140\,000$ kg/cm²), kann für Stahlverbund-Tragwerke von den zulässigen Spannungen ausgegangen und der tatsächlich auftretende höhere E-Modul des Betons zugrundegelegt werden. Bei dem Gebrauchslastenzustand sind ausreichend genaue Spannungswerte nur zu erhalten, wenn die plastischen Eigenschaften des Betons berücksichtigt werden.

Die tatsächliche Bruchsicherheit von Verbundtragwerken ergibt sich aus einem n-freien Berechnungsverfahren, ähnlich wie bei bewehrten Stahlbetonsäulen. Der Bruch kann eingeleitet werden:

1. Durch Versagen der Verdübelung, d. h. entweder durch örtliche Zerstörung des Betons an den Verbindungsmitteln oder durch Bruch der Schubsicherungen selbst, oder

2. durch Erreichen der Fließgrenze des Stahlträgers, während beim Beton die Druckfestigkeit noch nicht erschöpft ist, oder umgekehrt

3. durch Erreichen der Druckfestigkeit des Betons, während die Stahlspannungen noch unter der Fließgrenze liegen.

Der erste Fall wird an anderer Stelle behandelt. Die beiden anderen Möglichkeiten führen dazu, für die Berechnung der Bruchlast die volle Plastizität des Stahlträgers zugrunde zu legen, wobei nach Dischinger [1] der Wert $\nu =$ rd. 1,8 in Frage kommt. Der Bruch tritt ein, wenn der gesamte Stahlquerschnitt mit der Fließgrenze σ_s und der Beton mit seiner Prismen-Druckfestigkeit K_b beansprucht werden (Abb. 3).

Die Lage der Nullinie ist aus $\Sigma N = 0$ durch Probieren schnell zu ermitteln.

$$K_b \cdot F_B + \sigma_s \cdot F''_{St} = \sigma_s \cdot F'_{St}.$$

Das Bruchmoment ergibt sich zu $M_b = \Sigma N \cdot y$ (y = Abstand von der Nullinie) und die Bruchsicherheit zu

$$\nu = M_b/M_{g+\varphi p}.$$

Wird für den Beton höhere Sicherheit gefordert, so kann man die Betonbruchspannung mit nur 80 oder 90 % der Prismenfestigkeit K_b ansetzen. Diese Berechnung für die Bruchsicherheit des Stahlverbund-Tragwerkes ist einfach. Sie hat den Vorteil, daß Schwinden und Kriechen entfallen. Es ist noch darauf hinzuweisen, daß sich das Bruchmoment auch unabhängig von einer Vorbelastung des Stahlträgers oder der Betonplatte ergibt und daß dann die Verdübelung die Kräfte aufzunehmen hat, die dem Bruchlastenanteil der Betonplatte entsprechen. Bei der Schubsicherung ist außerdem zu beachten, daß für diese u. U. die Dauerfestigkeit maßgebend ist, da je nach Art der Montage Schwell- oder Wechselbeanspruchung eintritt.

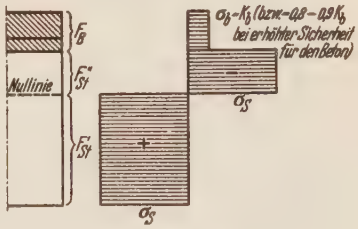

Abb. 3. Bruchzustand des Verbundträgers.

Im Gegensatz zum Stahl besitzt der Beton Eigenschaften, die erst im Laufe der Zeit zur Auswirkung kommen. Nach Tabelle 1 steigt die Druckfestigkeit des Betons mit dem Alter an, damit auch der E-Modul. Mit

Tabelle 1. Abhängigkeit des Moduls E_{B0} vom Betonalter.

Betonalter	7 Tage	28 Tage	45 Tage	90 Tage	6 Mon.	6 Jahre
$\frac{E_{B0}}{E_{B0,28}} =$	0,76	1,00	1,06	1,11	1,18	1,27
$n_0 =$	7,9	6,0	5,7	5,4	5,1	4,7

$E_{B0,28} = 350\,000$ kg/cm²

steigendem Alter nimmt der für die elastische Formänderung maßgebende n_0-Wert ab, d. h. die Nullinie des Verbundträgers rückt weiter nach oben. Andererseits ist, wenn der Beton vorzeitig belastet wird, ein kleinerer E-Modul maßgebend, was größeres n_0 bedeutet.

Durch die feste Verbindung des Betons mit dem Stahlträger kommen noch zwei weitere, man kann sagen unangenehme Eigenschaften des Betons zur Auswirkung: Schwinden und Kriechen. Beide Formänderungen sind plastischer Natur und verlaufen in Abhängigkeit von der Zeit.

Das Schwinden ist eine Verkürzung des unbelasteten Betons infolge Austrocknung. Wenn auch das Schwinden nicht beseitigt werden kann, so kann es doch durch Feuchthalten des Betons hinausgezögert werden, bis der Beton eine erhöhte Festigkeit aufweist, um diesem Einfluß besser zu widerstehen. Das Schwindmaß erreicht seinen Endwert erst nach 2—3 Jahren, wobei das Größtmaß im Freien ungefähr 0,5 mm/m oder 1/2000 beträgt. Statisch wird das Schwinden mit einem Temperaturabfall des Betons gleichgesetzt.

Das Kriechen tritt nur unter einer ständig wirkenden Belastung auf. Bei Aufbringen der Belastung erleidet der Beton eine elastische Formänderung; im Gegensatz zum Stahl tritt jedoch kein Beharrungszustand ein, sondern die Formänderung geht weiter, bis sie nach 2 bis 3 Jahren u. U. den 3—4fachen Betrag der elastischen Formänderung erreicht hat: Der Beton kriecht. Als Kriechmaß, φ_n oder auch m, wird das Verhältnis von plastischer zur elastischen Formänderung bezeichnet. Für die Kriecherscheinung bleibt das Hookesche Gesetz gültig, d. h. die Formänderungen infolge des Kriechens sind proportional den Spannungen.

Beide plastische Formänderungen lösen zusätzliche Beanspruchungen aus, bei denen zu unterscheiden sind:

1. Primäre Spannungen als Folge des festen Verbundes des Stahles mit dem schwindenden und kriechenden Beton, ohne Änderung der äußeren Kräfte.

2. Sekundäre Spannungen, nur bei statisch unbestimmt gelagerten Tragwerken, weil die durch Schwinden und Kriechen hervorgerufenen Formänderungen äußere Zusatzkräfte auslösen.

Infolge dieser von der Zeit abhängenden Formänderungen ist die statische Berechnung der Verbundtragwerke nicht mehr stationär, sondern von der Zeit abhängig. Zum Glück ergeben die Berechnungen, daß der zeitliche Verlauf im einzelnen nicht maßgebend ist, sondern daß es nur auf die Endmaße der plastischen Formänderungen ankommt, so daß man sich im allgemeinen auf die Berechnung vor Beginn und nach Abschluß des Schwindens und Kriechens beschränken kann.

Die Schwind- und Kriechmaße erfahren beim Stahlbeton durch die Bewehrung eine Abminderung. Man spricht dann von behinderten Kriech- und Schwindmaßen (Tabelle 2). Aus diesem Grunde ist in den amtlichen Bestimmungen das Schwindmaß nach dem Bewehrungsgrad grob abgestuft. Die Abminderung bedeutet, daß zwar beim Verbund mit dem biegesteifen Stahlträger ein geringeres Schwind- oder Kriechmaß zur Auswirkung kommt, daß aber unabhängig davon sich die Platte und ihre schlaffe Stahlbewehrung in einem Eigenspannungszustand befindet, der für den Beton mit Zug- und für die Stahlbewehrung mit Druckspannungen verbunden ist.

Tabelle 2. Behindertes Kriech- und Schwindmaß (nach Dischinger). φ_{ni} und $\varepsilon_s \cdot \frac{\varphi_{ni}}{\varphi_n}$

	$n_0 \cdot \frac{F_{St}}{F_B} =$	0,00	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50	1,00
$\varphi_n = 0$	$\varphi_{ni} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\varphi_n = 1$	$\varphi_{ni} =$	1,00	0,93	0,86	0,77	0,69	0,56	0,39
$\varphi_n = 2$	$\varphi_{ni} =$	2,00	1,82	1,66	1,42	1,23	0,97	0,63
$\varphi_n = 3$	$\varphi_{ni} =$	3,00	2,67	2,40	1,97	1,67	1,26	0,78
$\varphi_n = 4$	$\varphi_{ni} =$	4,00	3,46	3,05	2,44	2,01	1,47	0,86

Für den frei aufliegenden, einfachen Träger, der der Untersuchung im Gebrauchslastenzustand zugrunde gelegt wird, sind je nach der Montage, die in Abb. 4 dargestellten Extremfälle zu unterscheiden.

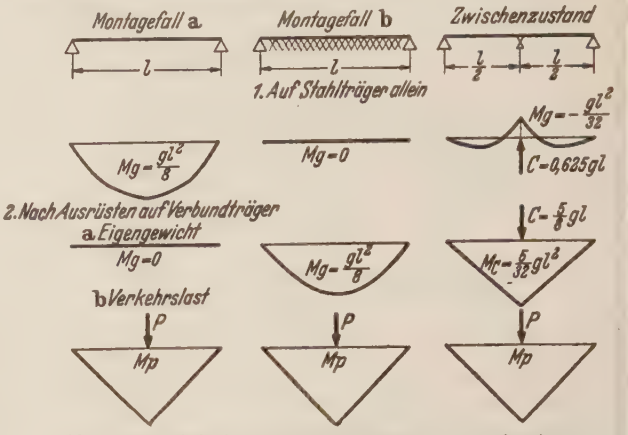

Abb. 4. Extremfälle für die statische Wirkung des Verbundträgers.

Montagefall a. Die Betonplatte wird nach Ausrüsten des Stahlträgers aufbetoniert. Die Verbundwirkung kann erst nach Erhärten des Betons gerechnet werden, so daß das Eigengewicht allein vom Stahlträger aufgenommen werden muß. Der Plattenbeton ist mithin nach Erhärten theoretisch spannungslos. Auf den Verbundquerschnitt wirken die Verkehrslasten und nachträglich aufgebrachte ständige Lasten. Infolge Schwindens treten im Laufe der Zeit Spannungen auf und die Stahlträger erfahren daraus zusätzliche Beanspruchungen.

Montagefall b. Durch Montageunterstützung des Stahlträgers während des Betonierens und Erhärtens der Betonplatte kann erreicht werden, daß Eigengewicht und Verkehrslast auf den Verbundquerschnitt wirken. Damit ist außerdem die Möglichkeit geschaffen, der Betonplatte eine Druckvorspannung zu geben, was insbesondere bei einer unmittelbar befahrenen Betonplatte erwünscht ist, um die Gefahr der Rissebildung herabzumindern. Allerdings ist die Vorspannung nicht über die Spannweite konstant, sondern fällt an den Trägerenden auf Null ab.

Es ist zu beachten, daß in diesem Montagefall im Laufe der Zeit durch das Kriechen des Plattenbetons unter der ständig wirkenden Eigengewichtsbelastung eine Umlagerung der Kräfte eintritt, die zu einer Abminderung der Betondruckspannungen und zu einer Erhöhung der Spannungen im Stahlträger führt. Infolge Schwindens des Betons treten auch hier im Laufe der Zeit zusätzliche Beanspruchungen auf.

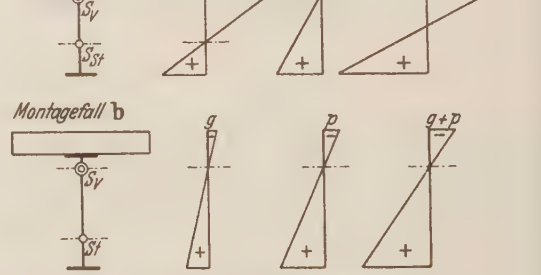

Abb. 5. Spannungsdiagramme für Montagefall a und b.

Abb. 5 gibt den Verlauf der Spannungen für die Montagefälle a und b. Während im ersten Fall zwar das Montagegerüst gespart werden kann, aber die Verbundwirkung nur für die Verkehrslast ausgenutzt wird.

bringt der Montagefall b eine größere Stahlersparnis. Allerdings ist eine Ersparnis an Stahlgewicht nicht unbedingt einer Verringerung der Gesamtkosten gleichzusetzen.

Für einfache Verbundträger sind immer die folgenden Belastungszustände zu untersuchen, wobei sich bei teilweiser Montageunterstützung Zwischenzustände einstellen können.

Montagefall a (ohne Unterstützung):
1. Ständige Last auf Stahlträger allein,
2. Verkehrslast auf Verbundträger,
3. Einfluß des Schwindens, Abschluß nach 2—3 Jahren,
4. ungleichmäßige Erwärmung.

Montagefall b (mit Unterstützung):
1. Ständige Last auf Verbundträger kurz nach Ausrüsten des Tragwerkes, ohne Berücksichtigung des Kriechens,
2. Verkehrslast auf Verbundträger,
3. Umlagerung der ständigen Last infolge Kriechens des Plattenbetons, Abschluß des Kriechvorganges nach 2—3 Jahren,
4. Einfluß des Schwindens, Abschluß nach 2—3 Jahren,
5. ungleichmäßige Erwärmung.

Die bisher üblichen statischen Untersuchungen sind also durch eine Rechnung zu ergänzen, welche den plastischen Formänderungen des Betons gerecht wird.

Da in dem Stahlbauhandbuch 1949/50 ein Sonderkapitel über Verbundtragwerke enthalten ist, kann von der ausführlichen Wiedergabe der dort behandelten Verfahren abgesehen werden.

1. Normalspannungen ohne Einfluß des Kriechens und Schwindens. Da der Beton nur geringe Zugspannungen aufnehmen kann, wird man im allgemeinen dafür Sorge tragen, daß die Nullinie in den oberen Teil des Stahlträgers fällt. Durch die im Laufe der Zeit stattfindende Abminderung des n_0-Wertes, schiebt sich die Nullinie höher. Außerdem liegt die Nullinie an sich meistens höher, da die schlaffe Stahlbewehrung der Betonplatte, evtl. vorhandene Straßenbahnschienen und der bei schnellen Belastungen mitwirkende Straßenbelag in der Regel vernachlässigt werden.

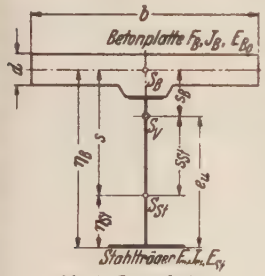

Abb. 6. Querschnittsabmessungen des Verbundträgers.

In Abb. 6 ist ein typischer Verbundquerschnitt dargestellt. Die auf das Elastizitätsmaß des Betons bezogenen Werte für Fläche und Trägheitsmoment sind

$$F_{v0} = F_B + n_0 F_{St},$$

$$J_{v0} = J_B + n_0 J_{St} + F_B \cdot s^2 \frac{n_0 \cdot \mu}{1 + n_0 \cdot \mu}$$

und die Lage der Nullinie

$$e_u = \eta_B - \frac{n_0 \cdot \mu}{1 + n_0 \cdot \mu} s = \eta_{St} + \frac{1}{1 + n_0 \cdot \mu} s.$$

Die Nullinie fällt bei weichem Beton ($n_0 = \infty$) mit der Schwerachse des Stahlträgers zusammen; bei Ausfall des Stahlträgers ($n_0 = 0$) dagegen mit der Schwerachse der Betonplatte.

Die Randspannungen sind mit Hilfe von J_{v0} aus der eingliedrigen Spannungsformel zu berechnen

$$\sigma_B = \frac{My}{J_{v0}} \text{ bzw. } \sigma_{St} = n_0 \frac{My}{J_{v0}}$$

(y = Abstand der Faser von der Schwerachse des Verbundträgers).

Die Spannungen können auch für Betonplatte und Stahlträger getrennt ermittelt werden. Die Kräfte nach Abb. 7 ergeben sich aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten mit der Bedingung, daß die Summe der beiden Einzelmomente und des Momentes der Normalkraft gleich dem äußeren Moment M sein muß:

$$M_{B0} = \frac{J_B}{J_{v0}} \cdot M,$$

$$M_{St0} = \frac{n_0 \cdot J_{St}}{J_{v0}} \cdot M,$$

$$D_0 = \frac{F_B}{J_{v0}} \cdot s_B \cdot M,$$

mit

$$M_{B0} + M_{St0} + D \cdot s = M.$$

Daraus ergeben sich die Randspannungen nach der bekannten zweigliedrigen Spannungsformel für Betonplatte und Stahlträger getrennt:

$$\sigma_{B0/u} = -\frac{D_0}{F_B} \mp \frac{M_{B0}}{J_B} b_{0/u},$$

$$\sigma_{St0/u} = +\frac{D_0}{F_{St}} \mp \frac{M_{St0}}{J_{St}} a_{0/u}.$$

Im Montagefall a sind diese Spannungen des Verbundträgers der Vorspannung des Stahlträgers zu überlagern (Abb. 5).

2. Einfluß des Kriechens unter ständig wirkender Belastung. Durch das Kriechen des Plattenbetons [2] entstehen die in Abb. 8 dargestellten Umlagerungskräfte, wobei die

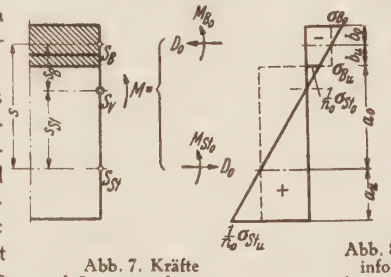

Abb. 7. Kräfte und Spannungsdiagramm.

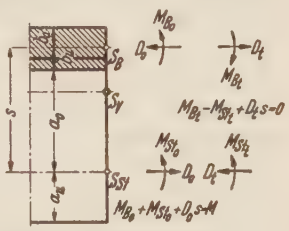

Abb. 8. Umlagerung der Kräfte infolge Kriechens des Plattenbetons unter ständig einwirkender Belastung.

Umlagerungskräfte für sich im Gleichgewicht sein müssen, da keine äußere Belastung hinzutritt. Das Moment in der Betonplatte sowie die Normalkraft verringern sich durch die plastische Nachgiebigkeit, während das auf den Stahlträger wirkende Moment größer wird. Im Grenzfall eines weichen Betons ($\varphi_n = \infty$) muß der Stahlträger allein das gesamte äußere Moment M übernehmen.

Die Umlagerungskräfte lassen sich im Verhältnis zu den vor Beginn des Kriechens wirkenden Kraftgrößen darstellen mit Hilfe von Beiwerten α_1, α_2, α_3, welche sich in Abhängigkeit vor den Querschnittsabmessungen, dem Ausgangsverhältnis n_0 und von dem Kriechmaß φ_n berechnen.

$$M_{Bt} = M_{B0} \cdot \alpha_1,$$
$$M_{Stt} = M_{St0} \cdot \alpha_2,$$
$$D_t = D_0 \cdot \alpha_3.$$

Nach der Umlagerung wirken insgesamt

$$M_B = M_{B0}(1 - \alpha_1),$$
$$M_{St} = M_{St0}(1 + \alpha_2),$$
$$D = D_0(1 - \alpha_3).$$

Die zugehörigen Spannungen für Beton und Stahlträger sind

$$\sigma_{B0/u} = -\frac{D_0}{F_B}(1 - \alpha_3) \mp \frac{M_{B0}}{J_B}(1 - \alpha_1) b_{0/u},$$

$$\sigma_{St0/u} = +\frac{D_0}{F_{St}}(1 - \alpha_3) \mp \frac{M_{St0}}{J_{St}}(1 + \alpha_2) a_{0/u}.$$

Die Spannungsanteile aus Normalkraft und Moment infolge Kriechens sind also zu erhalten, wenn die entsprechenden Ausdrücke mit $(1-\alpha_1)$, $(1+\alpha_2)$ und $(1-\alpha_3)$ vervielfacht werden. Für die Verlagerung der Nullinie aus dem Kriechen unter ständiger Last ergibt sich

$$e_u = \eta_{St} + \frac{s}{1+n_0\cdot\mu}\cdot\frac{1-\alpha_3}{1+\alpha_2}.$$

Die Größe der Umlagerung oder, besser gesagt, die Spannungen vor Beginn und nach Beendigung des Kriechens zeigt Abb. 9, aus der ebenfalls die Senkung der Nullinie und die Tendenz, das gesamte äußere Moment auf den Stahlträger zu verlagern, deutlich zu ersehen ist. Die obere Betondruckspannung sinkt auf 3/4 bis 1/2 ihres ursprünglichen Wertes ab, während die Stahlzugspannung sich um 10 bis 20 % erhöht, je nach Querschnittsverhältnis und Kriechmaß.

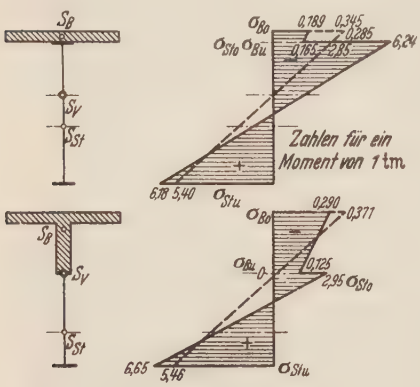

Abb. 9. Spannungen vor und nach der Umlagerung. (Träger 2 u. 3 nach Abb. 11 b u. c für ein Kriechmaß $\varphi_n = 2$.)

3. Näherungsverfahren für den Kriecheinfluß bei ständig wirkender Belastung. Für Verbundträger üblicher Querschnittausbildung wird das folgende Näherungsverfahren für die Berechnung des Kriecheinflusses bei ständig wirkender Belastung vorgeschlagen. Die von einer solchen Näherungsrechnung zu fordernde Genauigkeit sollte in einem angemessenen Verhältnis zu dem Genauigkeitswert der Grundlagen stehen: Das Kriechmaß hängt erheblich von dem Alter des Betons ab, in welchem die Dauerlast aufgebracht wird. Es hängt außerdem stark von den Witterungseinflüssen ab, denen der Beton unterworfen ist. Da diese Einwirkungen stark veränderlich und schwer voraus abzuschätzen sind, dürfte eine zu große Forderung an den Genauigkeitsgrad einer Kriechberechnung zu weit führen und nur falsche Vorstellungen wecken.

Tabelle 3. Kriechmaß φ_n.

Zeile	Lagerungsart	Kriechmaß φ_n
1	im Wasser	1,00
2	in sehr feuchter Luft, z. B. unmittelbar über dem Wasser, in Schwimmbädern u. a.	1,40 bis 2,00
3	in feuchter Luft, z. B. bei Flußbrücken, Bauten an der See usw.	1,75 bis 2,50
4	im Freien	2,00 bis 3,00
5	in trockener Luft, z. B. in trockenen Innenräumen	2,50 bis 4,00

Tabelle 3 gibt die in den „Richtlinien für die Bemessung von vorgespannten Stahlbetonteilen", 4. Entwurf vom März 1945 vorgeschlagenen Kriechmaße für unbewehrten Beton. Als Erläuterung ist dazu folgendes bemerkt: „Die angegebenen Grenzwerte des Kriechmaßes gelten unter der Annahme, daß die Dauerlast zu einem Zeitpunkt aufgebracht wird, in dem die Würfelfestigkeit des Betons 75 % der Endfestigkeit erreicht hat. Belastet man zu einem früheren oder späteren Zeitpunkt, so treten größere oder kleinere Kriechmaße ein. Der Einfluß ist dadurch zu berücksichtigen, daß die angegebenen Kriechmaße mit der in nebenstehender Abbildung (Abb. 10) angegebenen Verhältniszahl k vervielfacht werden. Ist die Endfestigkeit W_∞ des Betons nicht bekannt, so darf sie angenommen werden bei Zement Z 225 zu $1{,}5\cdot W_{28}$, bei Zement Z 325 zu $1{,}2\cdot W_{28}$ und bei Zement Z 425 zu $1{,}1\cdot W_{28}$".

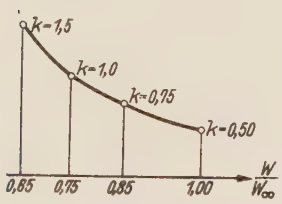

Abb. 10. Verhältniszahl k.

Wie aus Tabelle 3 zu entnehmen ist, weisen die Kriechmaße bereits erhebliche Unterschiede auf.

Das vorgeschlagene Näherungsverfahren besteht nun darin, den Kriecheinfluß durch eine Erhöhung der Zahl n zu erfassen. Von n hängen alle Querschnittswerte und damit auch die Spannungen ab. Der dabei zugrunde zu legende n-Wert ergibt sich in Abhängigkeit von dem Kriechmaß φ_n zu

$$n = n_0\,(1+\varphi_n).$$

n_0 ist der Ausgangswert, der für die Berechnung der elastischen Formänderungen maßgebend ist. Z. B. bei $n_0 = 7$ und $\varphi_n = 2$ würde der neue Wert $n = 3\cdot 7 = 21$ betragen. Mit diesem neuen Wert n ist die Berechnung erneut durchzuführen.

$$J_{vn} = J_B + n\,J_{St} + F_B\cdot s^2\cdot\frac{n\cdot\mu}{1+n\cdot\mu},$$

$$e_u = \eta_{St} + \frac{1}{1+n\cdot\mu}\,s.$$

Die Spannungen sind mit den früheren Formeln zu ermitteln. Die Abweichungen von den theoretisch genauen Spannungswerten liegen bei Kriechmaßen bis $\varphi_n = 3$ im Rahmen der durch die Schwankungen des Kriechmaßes gegebenen Genauigkeit mit etwa 15 % Differenz für die Spannungen in der Berührungsfuge; für die Randspannungen ist der Unterschied weit geringer. Dieses Näherungsverfahren deckt sich für $n_0 = 10$ und $\varphi_n = 2$ mit einem amerikanischen Vorschlag [3], den Einfluß der plastischen Formänderungen durch den erhöhten Wert $n = 30$ summarisch zu erfassen.

Für drei Typen, Verbundträger mit symmetrischem Stahlträger (Abb. 11 a) mit hohem unsymmetrischem Stahlträger (Abb. 11 b) und mit extrem hoher, bis zur Nullinie

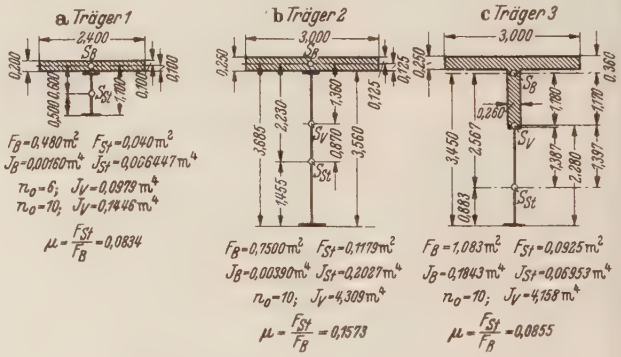

Abb. 11. Abmessungen der untersuchten Verbundträger. (Längen in m.)

reichender Voute der Betonplatte (Abb. 11 c) ist das Verhältnis von genauer Lösung und Näherung untersucht. Die von $n = n_0\,(1+\varphi_n)$ abhängigen Spannungen und die in Abhängigkeit von φ_n berechneten genauen Werte sind in Abb. 12 a–c aufgetragen. Die Näherung erfaßt also den Verlauf der genauen Spannungen recht gut. Die Abweichungen liegen für die in Frage kommenden Kriechwerte $\varphi_n = 2-3$ in den durch die Ungenauigkeit bedingten Grenzen. Die Abweichungen betragen z. B. für $\varphi_n = 2$, $n = 30$, für Träger 1 bei σ_{B0} + 12 % und bei σ_{Stu} − 2 %, bei Träger 2 entsprechend + 15 % und − 2 %, bei Träger 3 + 7 % und − 1 %.

Der Vorschlag, den Einfluß des Kriechens durch eine Erhöhung des n-Wertes zu erfassen, bedeutet an sich nichts anderes, als daß der Dischingersche ideelle

Elastizitätsmodul des Betons für eine im Zeitpunkt $t = 0$ aufgebrachte Last für $t = t_n$ (Abschluß des Kriechens)

$$1/E_B = (1 + \varphi_n)/E_{B0}$$

der Berechnung zugrunde gelegt wird. Wird diese Gleichung mit E_{St} multipliziert, dann ergibt sich die vorgeschlagene Formel für n. Da durch die summarische Abminderung des Betonmoduls die Einzelvorgänge der Umlagerung nicht erfaßt werden können (wie sie z. B, bei Dischinger oder Fröhlich [2] zum Ausdruck kommt), ist es nicht erstaunlich, daß Abweichungen von den genauen Lösungen vorliegen. Die Unterschiede hängen von den Querschnittsverhältnissen ab und wachsen mit steigendem Kriechmaß φ_n, während für kleinere φ_n ausreichende Übereinstimmung vorhanden ist.

einem tatsächlichen Kriechmaß für Trägerform 1 von $\varphi_n = 1{,}8$, für Träger 2 von $\varphi_n = 1{,}6$ und für Träger 3 $\varphi_n = 2{,}4$ entsprechen. Für den Näherungswert $n = 35$ und $\varphi_n = 2{,}5$ liegen die tatsächlichen Kriechmaße bei $\varphi_n = 2{,}2$, 1,85 und 3,0. Diese Werte liegen innerhalb der nach Tabelle 3, Zeilen 3 und 4 in Frage kommenden Grenzen.

4. Einfluß des Schwindens ohne Kriechen. Durch das Schwinden des Plattenbetons entstehen im Verbundträger Zusatzspannungen, für deren Berechnung zwei Wege eingeschlagen werden können: Die erste Berechnungsart (Abb. 14) geht von der Betrachtung der Einzelquerschnitte aus mit den Bedingungen, daß 1. die Summe der Längenänderungen in der Berührungsfuge gleich Null

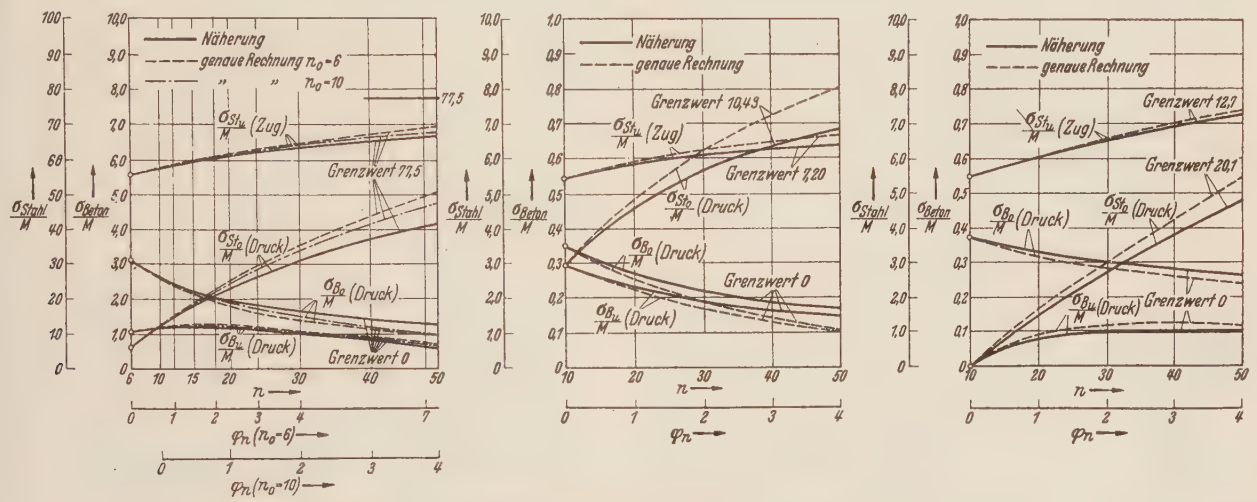

Abb. 12. Vergleich der Spannungen aus genauer und angenäherter Rechnung (t/m² bei M in tm).
a) Träger 1 mit $n_0 = 6$ und $n_0 = 10$. b) Träger 2 mit $n_0 = 10$. c) Träger 3 mit $n_0 = 10$.

Die Zahl n muß sich aus dem Verhältnis der Stahl- und Betonspannung an der gleichen Stelle ergeben, also

$$n = \sigma_{Bu}/\sigma_{Sto}.$$

Wird die genaue Lösung [2] in dieser Hinsicht ausgewertet, so ergeben sich die n-Werte von Tabelle 4 und Abb. 13.

Tabelle 4. Werte für n bei der genauen Lösung.

φ_n	Träger 1 $n_0 = 6$	Träger 1 $n_0 = 10$	Träger 2 $n_0 = 10$	Träger 3 $n_0 = 10$
0	6	10	10	10
1	12,7	20,7	21,5	18,0
2	17,8	31,7	37,8	26,2
3	25,0	47,0	57,3	34,8
4	34,2	65,3	84,7	46,5
7	68,5			

Der erwähnte amerikanische Vorschlag [3], die plastische Verformung des Betons mit $n = 30$ abzugelten, führt nur für den Ausgangswert $n_0 = 10$ zu tragbaren Näherungen.

Die dem Kriechmaß φ_n entsprechende Kräfteumlagerung kann also nach Abb. 13 näherungsweise durch den Wert $n = n_0 (1 + \varphi_n)$ erfaßt werden. Nach Tabelle 3 ist im allg. mit höchstens $\varphi_n = 3$ zu rechnen, in den meisten Fällen ist bei sachgemäßer Behandlung des Betons ein Kriechmaß $\varphi_n = 2$ als ausreichend zu betrachten. Die entsprechenden Werte für n sind

bei $\varphi_n = 2$ 3
$n = 18$ 24 für $n_0 = 6$,
$n = 30$ 40 für $n_0 = 10$.

Wird bei $n_0 = 10$ mit dem Näherungswert $n = 30$ für ein Kriechmaß von $\varphi_n = 2$ gerechnet, so würde dies

sein muß, d. h. daß der Verbund nicht zerstört werden darf, und 2. daß die Achsen der Betonplatte und des Stahlträgers gleiche Krümmung erfahren.

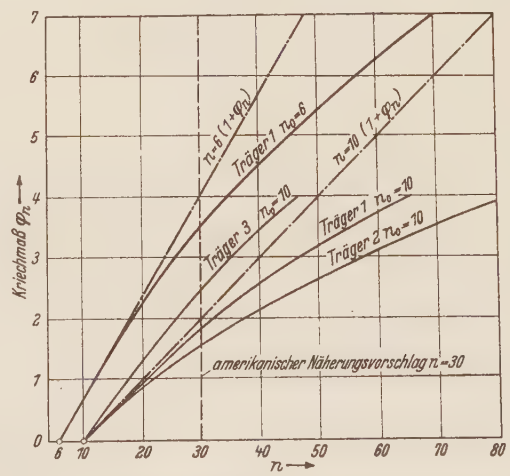

Abb. 13. Zusammenhang zwischen Kriechmaß φ_n und der Zahl n.

Zusammen mit den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich die innere Schubkraft in Abhängigkeit vom Schwindmaß ε_s zu

$$N_s = \frac{E_{B0} \cdot \varepsilon_s}{\dfrac{1}{F_B} + \dfrac{1}{n_0 F_{St}} + \dfrac{s^2}{J_B + n_0 J_{St}}}.$$

Das Versetzungsmoment $M_s = N_s \cdot s$ (Normalkraft mal Schwerpunktsabstand der Einzelteile) verteilt sich ent-

sprechend den Biegesteifigkeiten auf Betonplatte und Stahlträger.

$$M_{Bs} = M_s \frac{J_B}{J_B + n_0 J_{St}},$$

$$M_{Sts} = M_s \frac{n_0 J_{St}}{J_B + n_0 J_{St}}.$$

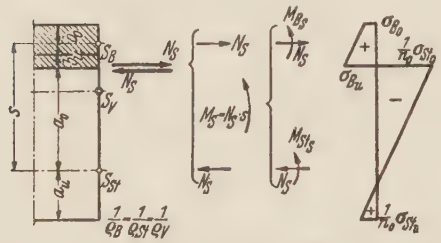

Abb. 14. Durch Schwinden ausgelöste Kräfte und Spannungen.

Die Schwindspannungen sind

$$\sigma_{Bo/u} = + \frac{N_s}{F_B} \mp \frac{M_{Bs}}{J_B} b_{o/u},$$

$$\sigma_{Sto/u} = - \frac{N_s}{F_{St}} \mp \frac{M_{Sts}}{J_{St}} a_{o/u}.$$

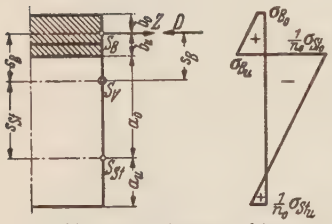

Abb. 15. Berechnungsverfahren für die Schwindspannungen nach Mörsch.

Die zweite Berechnungsart (Abb. 15) geht auf Mörsch [4] zurück, wobei die durch das Schwinden ausgelöste Zugkraft als außermittige Druckkraft auf den gesamten Verbundquerschnitt angesetzt wird.

$$Z = D = E_{Bo} \cdot F_B \cdot \varepsilon_s$$

und das Moment $M_s = D \cdot s_B$.

Die Schwindspannungen sind

$$\sigma_{Bo/u} = \frac{Z}{F_B} - \frac{D}{F_v} - \frac{D \cdot s_B}{J_{vo}} (s_B \pm b_{o/u}),$$

$$\sigma_{Sto/u} = - n_0 \frac{D}{F_v} + n_0 \frac{D \cdot s_B}{J_{vo}} (s_{St} \mp a_{o/u}).$$

Die Größenordnung der Schwindspannungen sowie ihren Verlauf in Abhängigkeit von n_0 (d. h. von der Betongüte) zeigt Abb. 16. Es ist bemerkenswert, daß bei sehr gutem Beton die obere Spannung in der Betonplatte von Zug nach Druck umschlagen kann. Das gleiche tritt ein, wenn die Steifigkeit der Betonplatte im Verhältnis zum Stahlträger stark ansteigt.

5. Schwindeinfluß einschließlich Kriechen. Die ständig wirkenden Schwindspannungen werden durch das Kriechen des Betons abgemindert. Die genaue Lösung für den einfachen Balken führt auf eine ähnliche Rechnung wie für das Kriechen unter ständig wirkender Belastung. Die durch Kriechen abgeminderten Schwindkräfte ergeben sich danach für den einfachen Balken unter Vernachlässigung einer etwa vorhandenen, schlaffen Bewehrung der Platte in Längsrichtung zu:

$$N = \frac{\Gamma}{s \cdot B}\left[-1 + \frac{B - \lambda_1 - A}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_n} - \frac{B - \lambda_2 - A}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_n}\right],$$

$$M_{St} = \frac{\Gamma}{B}\left[-1 - \frac{\lambda_1 + A}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_n} + \frac{\lambda_2 + A}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_n}\right],$$

$$M_B = \frac{\Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1}\left[e^{\lambda_1 \cdot \varphi_n} - e^{\lambda_2 \cdot \varphi_n}\right].$$

Die Abkürzungen bedeuten

$$\lambda_{1/2} = \frac{1}{2}\left\{-(A + Z) \pm \sqrt{(A - Z)^2 + 4\,E\,B}\right\},$$

$$A = \frac{\Psi_1 \cdot \Lambda_2 - K_1 \cdot \Phi_2}{\Phi_1 \cdot \Lambda_2 - \Phi_2 \cdot \Lambda_1}, \quad E = \frac{K_1 \cdot \Phi_1 - \Lambda_1 \cdot \Psi_1}{\Phi_1 \cdot \Lambda_2 - \Phi_2 \cdot \Lambda_1},$$

$$B = \frac{\Psi_2 \cdot \Lambda_2}{\Phi_1 \cdot \Lambda_2 - \Phi_2 \cdot \Lambda_1}, \quad Z = \frac{-\Psi_2 \cdot \Lambda_1}{\Phi_1 \cdot \Lambda_2 - \Phi_2 \cdot \Lambda_1},$$

$$\Gamma = \frac{X_1 \cdot \Lambda_2}{\Phi_1 \cdot \Lambda_2 - \Phi_2 \cdot \Lambda_1}, \text{ ferner}$$

$$\Phi_1 = \frac{1}{s}\left(\frac{1}{F_B} + \frac{1}{n_0 \cdot F_{St}}\right) + \frac{s_B}{J_B},$$

$$\Phi_2 = \frac{1}{s}\left(\frac{1}{F_B} + \frac{1}{n_0 \cdot F_{St}}\right) + \frac{s_{St}}{n_0 \cdot J_{St}},$$

$$\Psi_1 = \frac{1}{s} \cdot \frac{1}{F_B} + \frac{s_B}{J_B}, \quad \Psi_2 = \frac{1}{s} \cdot \frac{1}{J_B}, \quad X_1 = -\frac{\varepsilon_s}{\varphi_n}$$

$$\Lambda_1 = \frac{1}{J_B}, \quad \Lambda_2 = -\frac{1}{n_0 \cdot J_{St}}, \quad K_1 = \frac{1}{J_B}.$$

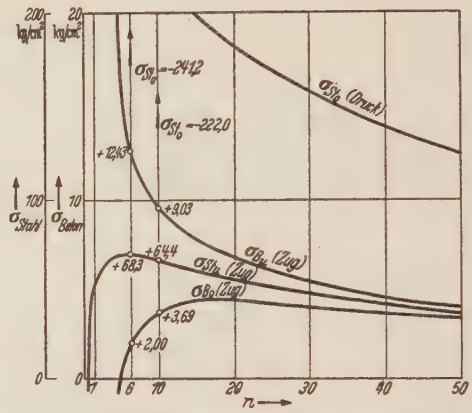

Abb. 16. Schwindspannungen in Abhängigkeit von n. (Träger 1 Abb. 11 a).

Wird die Hilfsgröße $B = 0$ gesetzt, was bei Stahlverbundträgern üblicher Abmessungen ausreichend zutrifft und ist die Biegesteifigkeit der Betonplatte im Verhältnis zu der des Stahlträgers gering, dann ergibt sich die folgende vereinfachte Form für die Schwindkräfte.

$$N = E_{Bo} \cdot F_B \cdot \varepsilon_s \frac{1 - e^{-\varkappa \cdot \varphi_n}}{\varphi_n},$$

$$M_{St} = N \cdot s, \quad M_B \approx 0,$$

mit

$$\varkappa = \frac{\dfrac{1}{F_B}}{\dfrac{1}{F_B} + \dfrac{1}{n_0 \cdot F_{St}} + \dfrac{s^2}{n_0 \cdot J_{St}}}.$$

Bei Berücksichtigung einer im Laufe der Zeit eintretenden wesentlichen Erhöhung des federnden Elastizitätsmoduls E_{Bo} des Betons erreicht $\varkappa$ den Höchstwert:

$$\varkappa = \frac{\dfrac{1}{F_B}}{\dfrac{1}{n_0 \cdot F_{st}} + \dfrac{s^2}{n_0 \cdot J_{st}}}.$$

Das bedeutet, daß die Betonplatte nur mit der Zugkraft N beansprucht wird, während der Stahlträger die Druckkraft N und ein positives Biegemoment $N \cdot s$ aufzunehmen hat. Die Schwindspannungen einschl. Kriechen sind dann

$$\sigma_B = \frac{N}{F_B}, \quad \sigma_{St\,o/u} = N \cdot \left\{\frac{1}{F_{St}} \pm \frac{s}{J_{St}} a_{o/u}\right\}.$$

Dieses Ergebnis wird sofort klar, wenn der Kriecheinfluß einer Erhöhung der Zahl n gleichgesetzt wird. Aus Abb. 16

ist zu ersehen, daß sich die obere und untere Betonspannung für hohe n-Werte einander stark annähern, d. h. daß der Einfluß des Momentes gering wird und die Normalkraft N allein die Spannung bestimmt. Da das Schwinden verbunden mit Kriechen unabhängig von einer äußeren Belastung u. U. gleich nach dem Abbinden und Erhärten beginnt, ist dieser Rechnung sowohl ein entsprechend niedrigerer Elastizitätsmodul E_{B0} wie auch ein hohes Kriechmaß φ_n zugrunde zu legen.

Bei der Berechnung sind etwa vorhandene schlaffe Stahleinlagen der Stahlbetonplatte außer acht gelassen. Um diese zu erfassen, wäre das durch diese Bewehrung abgeminderte Schwind- und Kriechmaß für die obige Rechnung zugrunde zu legen. Dabei werden die durch die schlaffen Stahleinlagen hervorgerufenen Zugspannungen in dem Plattenbeton vernachlässigt, was auch im Stahlbetonbau bislang üblich war. Sollte ein genauer Nachweis der Zugspannungen in der Betonplatte erforderlich sein, so könnten die aus den schlaffen Stahleinlagen sich ergebenden zusätzlichen Zugspannungen besonders ermittelt werden. Eine Berechnung, welche die schlaffen Stahleinlagen zu dem biegesteifen Stahlträger hinzurechnet oder von einem unbehinderten Schwindmaß ausgeht, würde für den Stahlträger zu ungünstig hohen Zusatzspannungen führen.

Die Einflüsse der plastischen Formänderungen des Betons sind nach obigem für den einfachen Balken in noch einfacher Form ausreichend genau zu erfassen. Der Stahlbau geht damit in seiner Sorge um die inneren Auswirkungen von Kriechen und Schwinden weit über die im Stahlbetonbau übliche Behandlung hinaus. Es wäre von großer Wichtigkeit, die theoretischen Ermittlungen durch langfristige Beobachtungen an fertigen Stahlverbund-Bauwerken zu überprüfen.

6. Einfluß einer ungleichmäßigen Erwärmung. Setzt man die Wärmeverteilung über die gesamte Querschnittshöhe des Verbundträgers als linear veränderlich voraus, so führt die Berechnung auf die für Einstoffträger bekannte Form.

Außer der linearen Wärmeverteilung ist auch der Fall denkbar, daß Betonplatte und Stahlträger verschiedene Temperaturen aufweisen, zumal die Wärmeleitzahlen der beiden Baustoffe sich wie etwa 1:50 verhalten (Stahl $\lambda = 40 - 50$ kcal/mh°, lufttrockener Beton $\lambda =$ rd. 0,8 kcal/mh°). Die Berechnung für diesen Fall läuft ähnlich wie die Ermittlung des Schwindeinflusses. Eine Abminderung der Spannungen durch das Kriechen des Betons ist hier jedoch nicht zu vertreten, da dieser Belastungsfall nur kurzfristig wirkt.

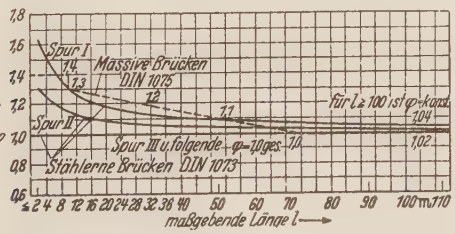

Abb. 17. Schwingbeiwerte nach DIN 1073 und DIN 1075.

7. Durchbiegungen. Die Berechnung der Durchbiegungen geschieht in der üblichen Weise, ihre Größe hängt vom Montagevorgang ab.

Es besteht noch die Frage nach den zusätzlichen Durchbiegungen durch Schwinden und Kriechen. Da der Kriecheinfluß unter ständig wirkender Belastung ausreichend genau durch eine Erhöhung der Zahl n erfaßt werden kann, ist bei der Berechnung lediglich der entsprechende Wert des neuen Trägheitsmomentes zugrunde zu legen. Der Unterschied zwischen beiden Berechnungen stellt die durch das Kriechen hervorgerufene zusätzliche Durchbiegung dar.

Soll von der genauen Lösung ausgegangen werden, so ist für die Ermittlung der zusätzlichen Durchbiegungen der durch das Kriechen bedingte Zuwachs des Stahlträgermomentes $M_{St0} \cdot \alpha_2$ zugrunde zu legen.

Die Durchbiegungen aus Schwinden sind wie die Durchbiegungen aus ungleichmäßiger Erwärmung zu berechnen, wobei am besten von dem Schwindmoment M_{St} des Stahlquerschnittes ausgegangen wird.

Zum Schluß sei noch auf einige offene Probleme eingegangen. Zunächst die Frage der Druckvorspannungen der Betonplatte. Im Gegensatz zu der oben erwähnten veränderlichen Vorspannung der Platte durch Montageunterstützung des Stahlträgers ist anzustreben, der Platte eine über die ganze Länge hin konstante Druckvorspannung zu erteilen, so daß der Beton im Gebrauchszustand überall frei von Zugspannungen ist oder daß wenigstens die auftretenden Zugspannungen so gering sind, daß mit Sicherheit keine Risse auftreten. Für unmittelbar befahrene Betonplatten muß diese Forderung besonders unterstrichen werden. Hierzu liegt bereits eine Reihe von Vorschlägen vor, insbesondere wird auf Dischinger [1] hingewiesen; eine abschließende Beurteilung ist jedoch noch nicht möglich.

Es entsteht die Frage, ob bei der Bemessung von Stahlverbundträgern der Schwingbeiwert von massiven oder der von stählernen Straßenbrücken angenommen werden soll. Nach Abb. 17 liegt der Schwingbeiwert für massive Brücken im Bereich $l = 6$ bis 50 m wesentlich höher, während er ab 70 m gleich 1 gesetzt ist; für stählerne Brücken fällt φ ab 70 m von 1,06 bzw. 1,03 auf die Endwerte 1,04 bzw. 1,02 ab. Da die Frage der Schwingbeiwerte z. Z. erneut zur Erörterung steht, wird bis zu einer abschließenden Klärung vorgeschlagen, den Schwingbeiwert für stählerne Brücken nach DIN 1073 anzunehmen, evtl. ab $l = 70$ m $\varphi = 1$ zu setzen. Kein Zweifel besteht jedoch darüber, daß die Betonplatte für die örtliche Lastübertragung nach den Schwingbeiwerten von DIN 1075 zu berechnen ist.

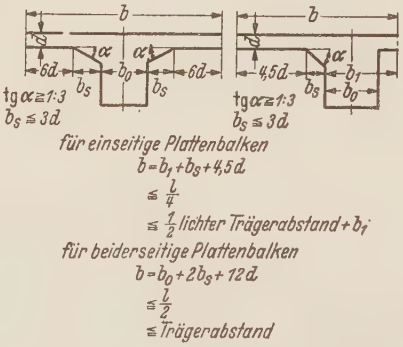

Abb. 18. Mittragende Plattenbreite nach DIN 1045, § 25.

Für die mittragende Plattenbreite sind in DIN 1045, § 25 die Werte von Abb. 18 angegeben, die als Näherung dienen können. Für eine genaue Berechnung der mittragenden Breite wird auf die Literatur verwiesen, wobei die Querschnittswerte des Stahlträgers mit dem n-fachen Wert anzusetzen sind.

Literaturverzeichnis.

1. Dischinger, Fr.: Bauingenieur 24 (1949) S. 321.
2. Fröhlich, H.: Bauingenieur 24 (1949) S. 300.
3. Fröhlich, H.: Bauingenieur 25 (1950) S. 106.
4. Mörsch, E.: Der Spannbetonträger, Stuttgart 1943, S. 51.

Beitrag zur Entwicklungsgeschichte der Verbund-Trägerdecke.

Von Rgbmstr. **Karl Zendler**, Ludwigshafen a. Rh.

Um 1900 wurden die Geschoßdecken in den Bauten der chem. Industrie allgemein als Kappendecken ausgeführt. Zwischen den I-Trägern wurden preußische Kappen gemauert, die Zwickel mit Beton ausgefüllt, darüber ein Belag von Sandsteinplatten, die Fugen mit säurefestem Bitumen ausgegossen (Abb. 1 a). Etwa um

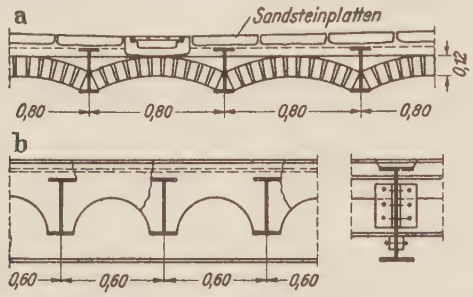

Abb. 1. a) Deckenausführung bis 1910, b) desgl. 1910—1916.

das Jahr 1910 wurden Betonkappen ausgeführt, wobei der Deckenträger einige cm unter der Deckenoberkante blieb. Dabei zeigten sich infolge Schwinden des Betons und anderer Gründe immer leichte Risse, die von den Flanschecken der I-Eisen ausgingen (Abb. 1 b). Da die Decken leider nie mit ausreichendem Gefälle ausgeführt waren, drang das Schwenkwasser bis zu den einbetonierten Trägern, die in gefährlicher Weise korrodierten. Meist zeigte die Sprengwirkung des Rostes ein Abplatzen der Kappenzwickel, und legte man die Träger frei, so waren ihre Stege oft vollkommen durchgerostet.

Um die Rostgefahr zu vermeiden, stets Kontrollmöglichkeit des Trägerrostes zu haben und eine einwandfreie Abführung der Schwenkwässer zu gewährleisten, legten wir seit etwa 1920 die mit 2 % Quergefälle angeordneten durchgehenden Stahlbetondecken mit verschieden hohen Aufstelzungen auf den freibleibenden Trägerrost auf. Die niedrigste Lage gab der Betonkandel, der im Gefälle von 1 % mit der erforderlichen Deckung über den Unterzug geführt werden mußte (Abb. 2). Als Nachteil mußte eine um etwa 20 cm größere Bauhöhe in Kauf genommen wer-

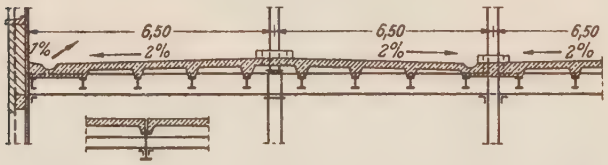

Abb. 2. Stahlbetondecke mit verschieden hoher Aufstelzung (ab 1920).

den. Mit der größeren Bauhöhe war aber auch ein Vorteil verknüpft: I-Träger und Betondecke biegen sich bei Belastung gleich stark durch. Wenn wir, besonders in der Nähe der Auflager, feste Dübel zwischen Beton und I-Träger zur Aufnahme der waagrechten Schubkräfte anordnen, so müssen beide statisch als ein Querschnitt wirken und wesentlich größere Tragfähigkeit haben als der Trägerrost allein.

Im Jahre 1933 hatten wir Gelegenheit, die Durchbiegung des Trägerrostes in einem geschweißten Stahlgerippebau zu messen, und zwar 1. noch ohne Stahlbetondecke und 2. nachdem die Stahlbetondecke aufgebracht war. Die Durchbiegung zweier Trägerstränge I 34 ohne Decke entsprach der statischen Berechnung. Die Durchbiegung nach Betonierung der Decke betrug nur noch 26—28 % des Wertes für die nackten Trägerstränge (Abb. 3). Da keine Verdübelung vorhanden war, rührt der Unterschied in erster Linie von der Verbundwirkung infolge der Reibung zwischen Betonplatte und I-Träger her, in zweiter Linie von der Quersteifigkeit der Stahlbetonplatte.

Im Jahre 1934 mußten wir auf einer Kellerdecke einige schwere Hauboldschleudern mit waagrechter Welle aufstellen. Solche Maschinen wurden sonst stets auf ein besonderes Fundament gestellt, aber in diesem Falle mußte der Keller unter den Schleudern freibleiben. Wir wandten damals das erstemal bewußt das Verbundträgerprinzip an.

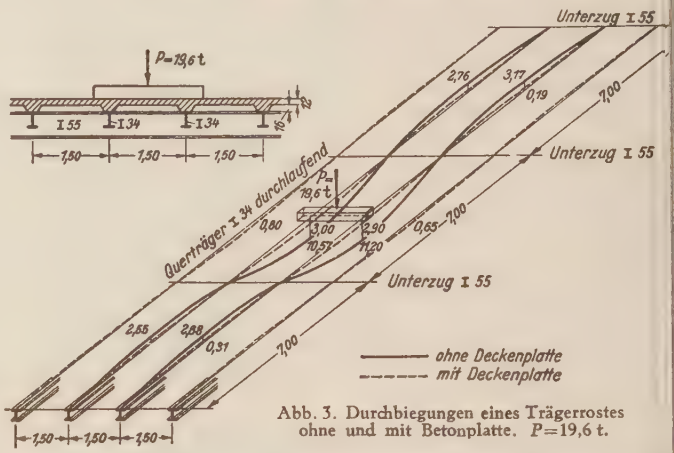

Abb. 3. Durchbiegungen eines Trägerrostes ohne und mit Betonplatte. $P = 19{,}6$ t.

Die etwa 18 cm starke Stahlbetondecke wurde mit dem Trägerrost durch eine aufgeschweißte Rundstahlspirale mit nach der Querkraft verschiedener Ganghöhe verbunden. Diese Deckenkonstruktion hat sich unter der Schwingungsbeanspruchung ausgezeichnet gehalten.

Ermutigt durch diesen Erfolg sahen wir nun auf vielen Massivdecken, die auf einem Trägerrost aufgestelzt auflagen, die einfacher aufzubringenden Schubwinkel vor, zum Auflager hin entsprechend enger angeordnet.

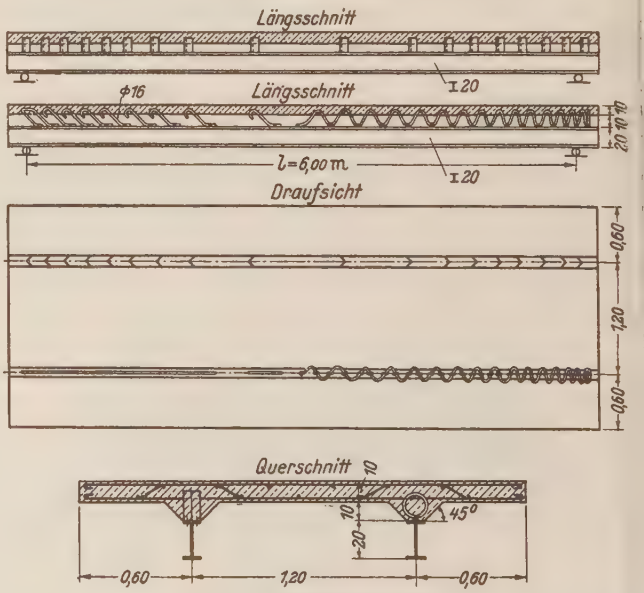

Abb. 4. Versuchskörper 1937.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit derartiger Deckenplatten führten wir 1937 einen Versuch in natürlicher Größe aus. Abb. 4 zeigt den Versuchskörper. Die Stahlbetonplatte war mit den Deckenträgern I 20 starr verbunden, und zwar einerseits mit aufrecht stehenden Winkelstücken L 60·60·6, und auf der anderen Hälfte mit einer Rundstahlspirale ∅ 12 bzw. aufgeschweißten hakenförmigen Rundstählen ∅ 16. Vgl. Abb. 4. Die Deckenträger I 20 waren ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung für $g = 0{,}25$ t/m² und $p = 0{,}35$ t/m² bemessen. Unter Berücksichtigung der Verbundwirkung errechneten wir eine Nutzlast von 1,50 t/m² und eine Bruchlast von 4,5 t/m².

Beim Betonieren wurden die Deckenträger in der Mitte abgestützt. Wenige Tage nach dem Abbinden hob sich die Platte infolge Schwindens des Betons über die mittlere Abstützung von einem Endauflager ab. Beim Betonieren derartiger Verbunddecken sind die Deckenträger deshalb mit einem Stich von $l/1000$ bis $l/800$ zu überhöhen, so daß sie nach dem Abbinden gerade sind.

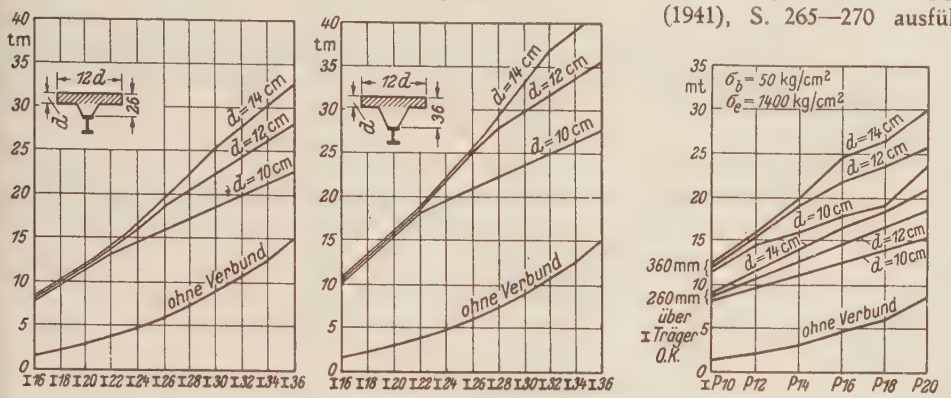

Abb. 5. Tragfähigkeit von Verbundträgern. $\sigma_{zul\,B} = 50$ kg/cm², $\sigma_{zul\,E} = 1400$ kg/cm².

Die Belastung der Decke erfolgte am 4. 2. 1938 durch Bleibarren. Die Verbunddecke blieb etwa bis zur Belastung mit 3,0 t/m² ohne Risse, bei 3,0 t/m² zeigten sich an den Aufstelzungen bei den Verbundwinkeln einige leichte Haarrisse, an den Trägern mit Rundstahlbügeln bzw. Spiralbewehrung waren noch keine Risse festzustellen. Die Durchbiegung betrug dabei $l/1000$ bis $l/800$.

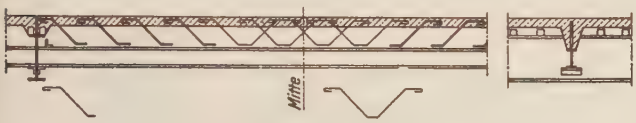

Abb. 6. Verbundträger mit Aufstelzung.

Bei 65 t Gesamtlast, entsprechend 4,5 t/m², wurden die Risse in den Vouten bei den Verbundwinkeln größer, bei der Voute mit Rundstahlbügeln und Spirale zeigten sich Haarrisse, Abb. 5. Die Durchbiegung betrug etwa 2,5 cm

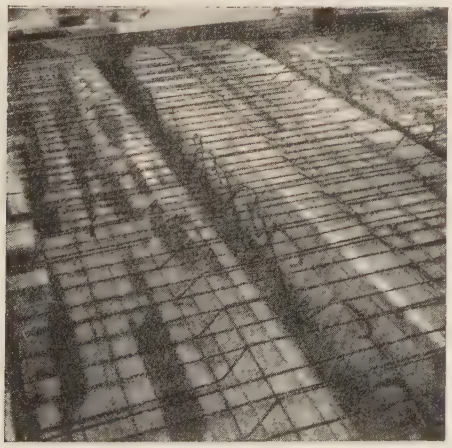

Abb. 7. Bewehrung zu Abb. 6.

$= l/250$. Die Höchstlast blieb 4 Tage, ohne daß eine weitere Durchbiegung festgestellt werden konnte. Nach der Entlastung hatten sich die Risse fast alle wieder geschlossen, die bleibende Durchbiegung war gering.

Bei fast allen später ausgeführten Deckenkonstruktionen ordneten wir die am einfachsten auszuführenden L-Dübel an. Schon 1940 wurden unsere Industriebauten mit einem Minimum von Aufwand ausgeführt. Wir empfahlen auch schon 1940, die Verbunddecken bei Straßenbrücken anzuwenden. Legt man nämlich bei einer stählernen Straßenbrücke mit Betonfahrbahn die Längsträger etwas tiefer und versieht man die Platte über den Längsträgern mit Betonaufstelzungen, in denen die Verbundhaken oder -bügel angeordnet sind, so kann man 50—60 % des Längsträgergewichts einsparen (vgl. Abb. 5).

Über die Versuche im Jahre 1940 betr. das „Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken" hat Herr Prof. Maier-Leibnitz in der Bautechnik 19 (1941), S. 265—270 ausführlich berichtet, worauf hier zur Vermeidung von Wiederholungen, verwiesen sei. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden in den Stahlbetonbestimmungen von 1943 berücksichtigt. In den Kriegsjahren haben wir hunderttausende m² Verbunddecken ausgeführt. Für die Wahl der Verbundträgerprofile ist Abb. 5 entstanden.

Die Stahlersparnis beträgt unter Berücksichtigung der Verdübelung 15—20 kg/m², also 7,50—9,00 DMark/m². Der Mehrpreis für die höhere Aufstelzung ist 1—2 DMark/m². Das Anschweißen der Bügel kostet 0,30—0,35 DMark/Stück, d. h. etwa 0,70 DMark/m². Wahre Ersparnisse sind erzielt, weil die Betondecke samt Voute, genau wie bei einer Stahlbetonkonstruktion, zum Mittragen gezwungen ist. Üblicherweise liefern die Stahlbaufirmen die Deckenträger mit den aufgeschweißten Endwinkeln, während die von den Betonbauunternehmern gelieferten Rundstahlbügel nach hergestellter Deckenschalung von Schweißunternehmern aufgeschweißt werden. Während des Betonierens sind die Deckenträger jeweils behelfsmäßig mit Überhöhung zu unterstützen (Abb. 6 und 7).

Die Widerstandsfähigkeit von Verbunddecken ist am besten aus dem Verhalten bei Katastrophenbeanspruchung durch Sprengbomben und schwere Brände ersichtlich. Die einfache Decke (Abb. 8) brach auseinander, die Verbunddecke (Abb. 9) blieb zusammen, ohne daß die Rundstahl-

Abb. 8. Stahlbetondecke freiaufliegend auf I 30, Feldweite 1,5 m. Bundweite 6,0 m.

bügel abrissen. Mehrfach hatten wir gefährliche Brände. Dabei sind die gewöhnlichen Deckenträger stets stark verbogen, ausgeknickt und zu Bruch gegangen, wogegen die in der Decke verankerten Verbundträger in ihrer Lage (gegen Ausknicken geschützt) gehalten wurden. Höchstens zeigte sich nach dem Brande infolge Hitzestauchung des Untergurts eine Verbiegung nach oben.

Das Einhängen der Bügel in Löcher im Steg der I-Träger verwerfen wir, denn bei Vollbeanspruchung der Bügel würde der Lochleibungsdruck im Einhängeloch den Beton zerstören.

Eine andere Erfahrung möchte ich noch bekanntgeben. Bei einer Dachkonstruktion hatten wir zur Reichsmarkzeit auf I-Pfetten Bimsstegdielen mit 85 kg Eigengewicht vorgesehen, die aber nicht rechtzeitig geliefert werden konnten. Wir behalfen uns damit, daß wir auf die I-Pfetten eine 6 cm starke, 150 kg schwere Stahlbetondecke betonierten, nachdem wir Schubwinkel aufgeschweißt hatten. Der Stahlbeton ist zwar nicht so gut wärmeisolierend wie die Bimsstegdielen, er hat sich aber bei der Explosionskatastrophe im Juli 1948 glänzend bewährt. Die Baustelle lag 120 m vom Explosionszentrum. Während damals Bimsstegdielen in noch größerer Entfernung heruntergeschleudert wurden, hat die Verbunddachdecke ohne Schaden widerstanden.

Sind Apparate in eine Decke eingehängt, so werden die Randträger vorsichtshalber nicht als Verbundträger ausgebildet bzw. berechnet. Fugen werden nicht nur über den Querträgern, sondern wegen des Schwindens auch alle

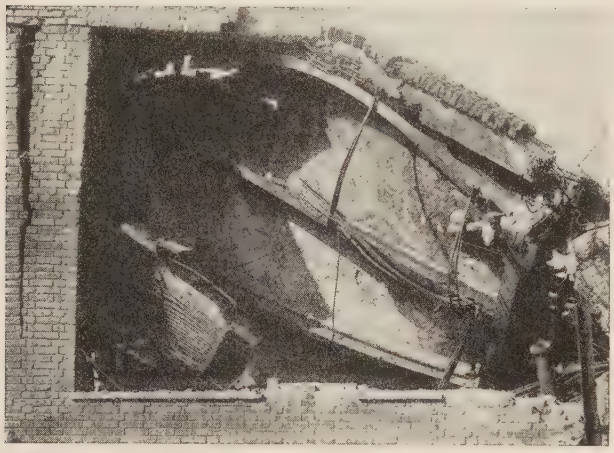

Abb. 9. Verbundträgerdecke mit I 20, Feldweite 1,40 m, Bundweite 6,00 m.

12—15 m in der Längsrichtung der Decke auf den Deckenfirstpunkten angeordnet. Die Fugen werden mit einem Oppanolstreifen abgedeckt.

1948 haben wir ein Lagerhaus (25·45 m) mit 5 Decken für $p = 1{,}00\ t/m^2$ und 16,7 m Gesamthöhe, sowohl in Stahlbetonbauweise als auch in Verbundbauweise entworfen. Bei Stahlbeton kamen wir bei 5,20 m Bundweite auf DMark 13,50/m³ für das nackte Gerippe, Fundamente, Pilzdecken und Stützen. Bei der Verbundbauweise war

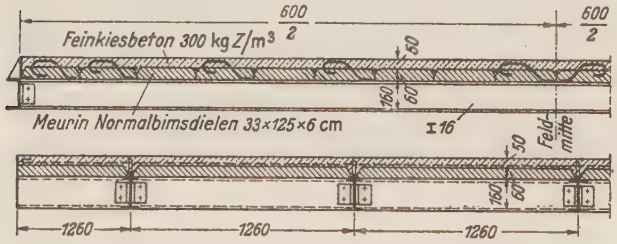

Abb. 10. Vorschlag für eine Verbundträgerdecke.

der Preis fast genau der gleiche, trotzdem 7,25 m Bundweite vorgesehen war. Bei normalen Deckenträgern wäre der Preis etwa 5 DMark/m³ höher gewesen. Die Verbundbauweise kann also in solchen Fällen durchaus den Wettbewerb mit der Stahlbetonbauweise aufnehmen, trotzdem die Verhältnisse für die Stahlbetonbauweise in Ludwigshafen besonders günstig sind.

Als bei der Explosionskatastrophe im Juli 1948 von allen Dächern der Umgebung die Bimsstegdielen heruntergeschleudert wurden, kamen wir auf folgende Lösung für ein schalungsloses, wärmeisolierendes, stahlsparendes und monolithisches Dach: Auf den mit Verbundbügeln versehenen Pfetten liegen normale Bimsdielen, in die Längsfugen kommen Rundstähle und darüber 5 cm Feinkiesbeton (Abb. 10). Nach einem Belastungsversuch könnte

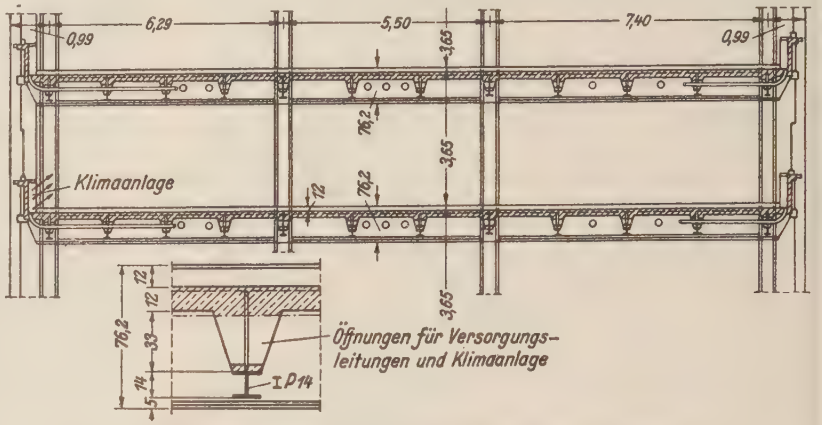

Abb. 11. Verbundträgerdecken in einem modernen Bürohochhaus. Bundweite 8,53 m.

diese Konstruktion ohne weiteres als Wohnungsdecke verwendet werden.

Alle diese Versuche wurden unter der sachverständigen Förderung unseres Baudirektors Santo ausgeführt.

Abb. 11 zeigt ein Bauwerk wahlweise in Verbundbauweise, bei dem deren Vorzüge besonders zur Geltung kommen würden (Wolkenkratzer der United Nations,

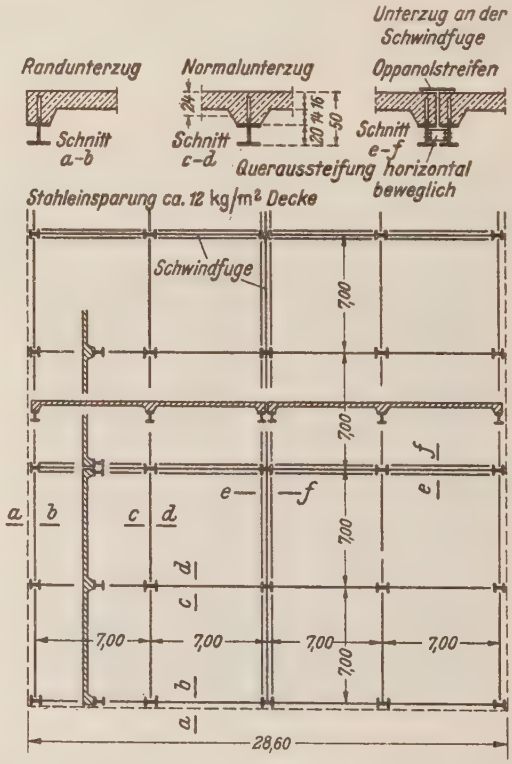

Abb. 12. Vorschlag zu einem Stahlskelett mit kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten und Verbundwirkung.

New York, 22 m breit, 86 m lang mit 38 Geschossen und 160 m hoch). Bei 8,53 m Bundweite genügten Längsträger I P 14 mit entsprechend aufgestelzten Decken. Die vielen Versorgungsleitungen lassen sich im mittleren Drittel leicht durch die Betonstege führen. Nur an den Mittelstützen sind wegen der Windaussteifungen hohe Träger vorzusehen.

Besonders wirtschaftlich ist die kreuzweise bewehrte Stahlbetonplatte. Bei Ausbildung der Unterzüge in Ver-

bundbauweise lassen sich damit wahre Ersparnisse erzielen. Das Schwinden der Betonplatte muß jedoch berücksichtigt werden und der Trägerrost entsprechend ausgebildet sein. Kreuzweise bewehrte Deckenfelder von 7·7 m und monolithische Betonplatten von 14·14 m Größe und mehr sind ohne weiteres möglich. An den Fugen müssen mit Rücksicht auf das Schwinden Zwillingsunterzüge angeordnet werden, deren Querverbindungen horizontal nachgiebig, aber für lotrechte Belastung starr sind. Vgl. Abb. 12. Die Deckenfelder können dabei allerdings nur als Randfelder berechnet werden. Das Schwinden kann zum großen Teil durch geeignete Reihenfolge beim Betonieren vermieden werden. Die Schwindfugen werden zweckmäßig mit einem darübergeklebten Oppanolstreifen gedichtet.

Zum Schluß möchte ich noch erwähnen, daß das Schwinden und Kriechen bei Verbunddecken wohl das rechnerische σ beeinflußt, nicht aber die tatsächliche Tragfähigkeit, und auf die kommt es für den Praktiker allein an.

Prof. **Dörnen:** Wir haben den Eindruck gewonnen, daß sich die neue Methode bei Ihnen schon seit geraumer Zeit bewährt hat. Es ist erfreulich, mit welchem Zielbewußtsein Sie die Sache verfolgt haben. Wir danken Ihnen, Herr Zendler, auch für Ihre Ratschläge und Anregungen.

Dr.-Ing. Kurt **Albers**, Salzgitter: **Vorschlag für Schubsicherungen.**

Nahezu alle bisher vorgeschlagenen Schubsicherungen sind mit Stirnkehlnähten oder endenden Flankenkehlnähten befestigt. Solche Verbindungen sind bei wechselnder oder schwellender Beanspruchung außerordentlich ungünstig. Man vgl. die α-Werte der Vorl. Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken, Tafel 2, Zeilen 14/15, die zwischen 0,56 und 1,00 liegen. Eine Verminderung der Dauerfestigkeit tritt auch im Druckschwellbereich ein, weil die bedeutenden Schrumpfzugspannungen von den Betriebsdruckspannungen überlagert werden.

Bei den bevorzugten Dübelausführungen aus aufgeschweißten L, [oder ⊥-Stählen ist neben der Schubkraft ein Moment (Schubkraft · ½ Dübelhöhe) aufzunehmen, wodurch insbesondere bei Verbundwirkung, die nur für Verkehrslast wirksam ist, die Dauerbruchgefahr in den Kehlnähten selbst und auch im durchlaufenden Trägerflansch vergrößert wird. Gegen diese hilft auch ein Überdimensionieren der Kehlnähte nicht.

Daß hier ein schwacher Punkt der Verbundbauweise liegt, ist aus den Schweizer Versuchen [vgl. A. Albrecht, Schweiz. Bauzeitung 125 (1945) Nr. 2 bis 4] zu ersehen, obwohl deren Anzahl zu gering ist, um sichere Rückschlüsse auf die unterste, mögliche Dauerfestigkeitsgrenze solcher Dübelausführungen zu gewinnen.

Ich möchte noch auf einen weiteren Gefahrenpunkt geschweißter Dübelausführungen hinweisen. Kerbwirkung und Schrumpfspannungen erhöhen nach den Erfahrungen, die im ehem. Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem an geschweißten Kriegsbrückenkonstruktionen gesammelt wurden, die Trennbruchgefahr ganz erheblich. Es erscheint weiter notwendig, darauf hinzuweisen, daß der Beweis noch nicht erbracht ist, daß durch gewisse Werkstoffeigenschaften, wie sie durch die Aufschweißbiegeprobe bei normaler Prüftemperatur von rd. + 20° nachgewiesen werden, die Trennbruchgefahr auch bei tiefen Temperaturen ausgeschaltet ist. Eigene Versuchsergebnisse von Aufschweißbiegeproben aus Stahlsorten, die sich bei der Reichsbahnprobe bewährt hatten, haben bei Temperaturen von 0° bis — 20° gezeigt, daß mit der Trennbruchgefahr nach wie vor zu rechnen ist, wenn ungünstige Einflüsse zusammenkommen.

Es ist deshalb abzuraten, Dübelausführungen mit Stirn- bzw. endenden Flankenkehlnähten zu wählen, und zwar sowohl in den Druckzonen der Stahlträger als auch in deren Zugzonen, die z. B. bei Durchlaufträgern besonders gefährdet sind.

Ich möchte deshalb eine Schubsicherung vorschlagen, bei der die Kerbwirkung durch Kehlnahtansätze vermieden wird (Abb. 1). Auf dem Obergurt durchlaufend angeschweißte Flachstähle oder die abstehenden Schenkel eines [-Stahls erhalten Bohrungen, in die Rohrdübel eingesteckt werden. Verankerungen oder Bügel aus Rundstahl können durch die Rohrdübel gesteckt und durch Heftnähte an den Rohren befestigt werden, so daß der Stahlträger selbst keine Kerbwirkung durch Kehlnähte erhält. Bei genieteten Trägern bietet das gleiche Prinzip

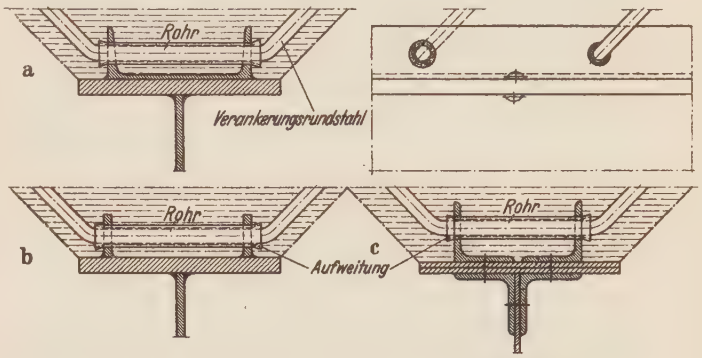

Abb. 1. Vorschlag für Schubsicherung von Verbundträgern.

den Vorteil, daß die Befestigungsniete nicht durch die Einspannmomente, die bei kurzen Dübeln auftreten, auf Zug beansprucht werden. Es ist möglich, einen Teil der Schubsicherung beim Hauptträgerquerschnitt in Rechnung zu stellen. Die Tragfähigkeit der vorgeschlagenen Schubsicherung wäre experimentell zu bestimmen.

Prof. Dörnen: Schubanker müssen mit größter Gewissenhaftigkeit angeschweißt werden. Die Nähte bleiben später unzugänglich. Es ist daher erforderlich, daß alle Nähte in 2 Lagen, besser in 3 Lagen, geschweißt werden. Wenn dies geschieht und wir im übrigen die Vorschriften der DR anwenden, dann dürften wir vor Rückschlägen sicher sein, vorausgesetzt, daß auch der Beton für die großen Beansprungen vor den Dübeln zuverlässig ist.

Diskussion.

Prof. Dr.-Ing. **B. Fritz**, Karlsruhe: Ich möchte zunächst darauf hinweisen, daß die von Dischinger über das Betonkriechen entwickelten Ansätze nicht als Hypothesen aufzufassen sind, sondern als mathematische Auswertung, der durch zahlreiche und einwandfreie Versuche nachgewiesenen Feststellungen anzusehen sind. Daß sich das Kriechen bei ausgeführten Bauwerken nicht nach den für gleichbleibende Temperatur und Luftfeuchtigkeit gefundenen Laboratoriumskurven vollzieht, dürfte klar sein. Es ist daher abwegig, aus Baustellenmessungen, bei denen die veränderlichen äußeren Einflüsse nicht beachtet sind, voreilige Schlüsse zu ziehen. Die Auswertbarkeit solcher Messungen wird außerdem dadurch in Frage gestellt, daß sich dabei immer vielerlei Einflüsse überlagern.

Einwandfreie Messungsergebnisse zur Beurteilung der Schwind- und Kriechvorgänge sind nur von Versuchen zu erwarten, die bei gleichbleibender Temperatur und relativer Luftfeuchtigkeit durchgeführt werden und bei denen man die einzelnen Einflüsse möglichst getrennt untersucht oder durch geeignete Parallelversuche eliminiert. Um den Einfluß der Behinderung des Schwindens und Kriechens durch die Koppelung der Betonplatte mit dem Stahlträger zu überprüfen, müßten parallel zu den Messungen an Verbundträgern gleichzeitig an Probekörpern die unbehinderten Schwind- und Kriechmaße gemessen werden.

Es ist das Verdienst von Fröhlich, daß er von den Ansätzen Dischingers ausgehend durch Aufstellung einer im mathematischen Sinne exakten Berechnung die Möglichkeit geschaffen hat, einfache Näherungsformeln bezüglich ihrer Brauchbarkeit zu beurteilen. Ich habe durch eine auf den exakten Ansätzen aufbauende Grenzfallbetrachtung ein Näherungsverfahren entwickelt, daß sowohl beim Kriechen unter ständig wirkenden

Momenten als auch für ein durch Schwindkräfte ausgelöstes Kriechen zu genaueren Ergebnissen führt, als das von Dr. Fröhlich vorgeschlagene Näherungsverfahren. Meine Gebrauchsformeln sind nachstehend zusammengestellt.

Randspannungen in Stahlträgern mit Betondruckplatte.

I. Belastungsfälle ohne Betonkriechen.

1. Moment M aus ständiger Last beim Einwirkungsbeginn, d. h. im Zeitpunkt $t = 0$.
2. Vorübergehend auftretendes Moment M im Einwirkungszeitpunkt t.

$$M = M_b + M_e + N\,a$$

Abkürzungen:

$$\left.\begin{aligned} E_e F_e &= K_e\,, \quad E_{b0} F_b = K_{b0} \\ E_e J_e &= S_e\,, \quad E_{b0} J_b = S_{b0} \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

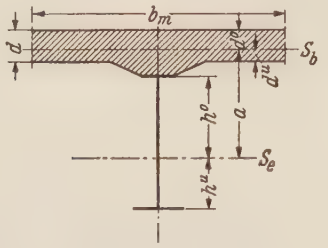

Abb. 1.

$$\alpha_0 = \frac{1}{a^2 + (S_e + S_{b0})\left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_{b0}}\right)} \tag{2}$$

$$N = \alpha_0\, a\, M \text{ (+ als Druckkraft)} \tag{3}$$

$$M_b = \alpha_0 \left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_{b0}}\right) S_{b0}\, M \tag{4}$$

$$M_e = \alpha_0 \left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_{b0}}\right) S_e\, M \tag{5}$$

Randspannungen: $$\sigma_b^{o/u} = -\frac{N}{F_b} \mp \frac{M_b\, d^{o/u}}{J_b} \tag{6, 7}$$

$$\sigma_e^{o/u} = +\frac{N}{F_e} \mp \frac{M_e\, h^{o/u}}{J_e} \tag{8, 9}$$

II. Belastungsfälle mit Betonkriechen.

1. Auswirkung eines vom Zeitpunkt $t = 0$ an ständig vorhandenen Momentes M im Beharrungszeitpunkt $t = t_E$ mit dem Endkriechmaß φ_E.

Koppelungszahl: $$\alpha = \alpha_0 \frac{S_e + S_{b0}}{K_{b0}} \tag{10}$$

$$\psi_D = \frac{e^{\alpha\varphi_E} - 1}{\alpha\,\varphi_E} \text{ (aus Tabelle 1 zu entnehmen),} \tag{11}$$

ideeller Elastizitätsmodul: $$E_{bi} = \frac{E_{b0}}{1 + \psi_D\,\varphi_E} \tag{12}$$

$$E_{bi} F_b = K_{bi}\,; \quad E_{bi} J_b = S_{bi} \tag{13}$$

$$\alpha_{0i} = \frac{1}{a^2 + (S_e + S_{bi})\left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_{bi}}\right)} \tag{14}$$

$$N = \alpha_{0i} \cdot a \cdot M \tag{15}$$

$$M_b = \alpha_{0i}\left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_{bi}}\right) S_{bi}\, M \tag{16}$$

$$M_e = \frac{S_e}{S_{bi}} M_b \tag{17}$$

Randspannungen nach Gl. (6) bis (9).

Tabelle 1

$\alpha\varphi_E$	ψ_D	ψ_S	$\alpha\varphi_E$	ψ_D	ψ_S	$\alpha\varphi_E$	ψ_D	ψ_S
0,00	1,000	0,500	0,35	1,197	0,529	0,90	1,622	0,574
0,05	1,025	0,504	0,40	1,229	0,533	1,00	1,718	0,582
0,10	1,052	0,508	0,45	1,263	0,537	1,20	1,933	0,598
0,15	1,079	0,513	0,50	1,297	0,541	1,40	2,182	0,613
0,20	1,107	0,517	0,60	1,370	0,550	1,60	2,470	0,628
0,25	1,136	0,521	0,70	1,448	0,558	1,80	2,805	0,642
0,30	1,166	0,525	0,80	1,532	0,566	2,00	3,194	0,656

2. Auswirkung eines im Zeitpunkt $t = 0$ beginnenden Schwindens bis zum Beharrungszeitpunkt $t = t_E$ mit dem unbehinderten Endschwindmaß ε_s^o. α nach Gl. (10).

$$\psi_s = \frac{e^{\alpha\varphi_E}}{e^{\alpha\varphi} - 1} - \frac{1}{\alpha\,\varphi_E} \tag{18}$$

(aus Tabelle 1 zu entnehmen).

$$E_{bi} = \frac{E_{b0}}{1 + \psi_S\,\varphi_E} \tag{19}$$

K_{bi} und S_{bi} nach Gl. (13), α_{0i} nach Gl. (14).

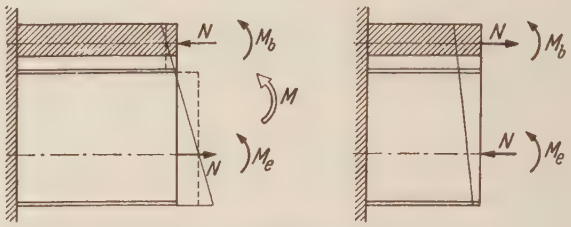

Abb. 2.

$$N = \varepsilon_s^o\, \alpha_{0i} (S_e + S_{bi}) \text{ (+ Zug)} \tag{20}$$

$$M_b = \varepsilon_s^o\, \alpha_{0i} \cdot a \cdot S_{bi} \tag{21}$$

$$M_e = \varepsilon_s^o \cdot \alpha_{0i} \cdot a \cdot S_e \tag{22}$$

$$\sigma_b^{o/u} = +\frac{N}{F_b} \mp \frac{M_b\, d^{o/u}}{J_b} \tag{23, 24}$$

Kontrolle: $$M_b + M_e - N \cdot a = 0\,.$$

$$\sigma_e^{o/u} = -\frac{N}{F_e} \mp \frac{M_e\, h^{o/u}}{J_e} \tag{25, 26}$$

Beton mit Normalzement: $\varepsilon_s^o = 0{,}0002$ bis $0{,}0005$,

Beton mit hochwertigem Zement: $\varepsilon_s^o = 0{,}0003$ bis $0{,}0006$.

Die Gl. (1) bis (9) für Belastungsfälle ohne Betonkriechen ergeben sich elementar aus den Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen. Die Näherungsformeln Gl. (13) bis (26) für Belastungsfälle mit Betonkriechen ergeben sich bei Einführung des „ideellen Elastizitäts- bzw. Kriechmoduls"

$$E_{bi} = E_{b0}/(1 + \psi\,\varphi_E)$$

in die Gl. (1) bis (5). Dieser ideelle Modul unterscheidet sich von dem von Fröhlich benützten Modul

$$E_{bi} = E_{b0}/(1 + \varphi_E)$$

durch den der Tabelle 1 zu entnehmenden Beiwert ψ, durch welchen die Eigenart der Querschnittsanordnung und der Querschnittsgrößen F und J berücksichtigt werden kann. Das ist bei dem Fröhlichschen Näherungsverfahren nicht möglich, so daß es je nach den vorliegenden Querschnittsverhältnissen u. U. wesentlich ungenauer ist. Beim Vergleich der Beiwerte ψ_D die für ständige und gleichbleibende Biegemomente gelten, und ψ_S für den Fall des Schwindens, sieht man, daß der von Fröhlich vorgeschlagene Modul bei der Berechnung der Schwindkräfte zu unbrauchbaren Ergebnissen führen muß. Ich nehme an, daß Fröhlich aus dieser Erkenntnis heraus für die Berechnung der Schwindspannungen daher einen anderen Weg beschritten hat. Er ist dabei zu Formeln gekommen, in denen der Einfluß des Kriechens durch einen für alle Randspannungen des betrachteten Querschnittes gleichbleibenden Abminderungsbeiwert berücksichtigt wird. [Vgl. Fröhlich: Z. VDI 91 (1949) S. 554.]

Da sich Kriechen wie eine Verminderung des Beton-Elastizitätsmoduls E_b bzw. eine Erhöhung der Verhältniszahl n auswirkt, muß sich zwangsläufig auch eine Verlagerung der Schwerachse des Verbundquerschnittes einstellen. Da sich bei Anwendung der Näherungsformel von Fröhlich eine solche Verlagerung aber nicht ergibt, kann sein Verfahren zur Berechnung der Schwindkräfte bei Berücksichtigung des Kriechens nicht richtig sein.

Für den praktischen Gebrauch halte ich es auch nicht für zweckmäßig, Näherungsverfahren vorzuschlagen, in denen bei der Berücksichtigung des Kriechens infolge ständiger Momente mit ideellen, d. h. umgerechneten Verbundquerschnittsgrößen und den eingliedrigen Spannungsformeln gerechnet wird, während bei der Berücksichtigung des schwindbedingten Kriechens die nicht umgerechneten Querschnittsgrößen eingesetzt und die zweigliedrigen Spannungsformeln verwendet werden. Zu diesem uneinheitlichen Vorgehen war Fröhlich dadurch gezwungen, daß der von ihm vorgeschlagene ideelle Beton-Elastizitätsmodul nicht allen vorkommenden Kriechvorgängen angepaßt werden konnte. Bei Einführung meiner Gl. (12) und (19) können derartige Nachteile vermieden und die erwünschte Einheitlichkeit der Untersuchungsmethoden erreicht werden.

Dr.-Ing. Herbert Fröhlich, Offenbach/Main. Zur Klarstellung ist es notwendig, nochmals auf den Unterschied zwischen dem Kriechen unter ständig wirkender Belastung und dem durch die Schwindspannungen ausgelösten Kriechen hinzuweisen. Während das erstere von dem Zeitpunkt ab, an dem die Belastung wirkt, eintritt, wird das Kriechen infolge Schwinden praktisch mit dem Abbinden und Erhärten des Betons ausgelöst. Für das „Lastkriechen" ist demnach von einem Elastizitätsmodul E_{B0} auszugehen, der wesentlich höher liegt als der Ausgangsmodul für „Schwindkriechen".

Für Lastkriechen habe ich unter Vernachlässigung einer etwa vorhandenen schlaffen Bewehrung der Betonplatte die genaue Lösung entwickelt [Bauingenieur 24 (1949) S. 300] und außerdem in meinem Vortrag ein Näherungsverfahren angegeben, welches in einer Erhöhung der Zahl n besteht. Da mit der erhöhten Zahl n der Verbundquerschnitt erneut zu berechnen ist, sind alle Eigenarten des Querschnittes miterfaßt. Den gleichen Weg, durch Erhöhung des n-Wertes das Lastkriechen näherungsweise zu erfassen, gibt Dischinger im Bauingenieur 24 (1949) S. 329 an. Fritz bringt ein weiteres Näherungsverfahren, das auf Grund der genauen Lösung entwickelt ist und sich auf einen erweiterten ideellen E-Modul stützt. Unzweckmäßig ist dabei m. E., daß außer den bekannten E-Moduli, dem federnden Elastizitätsmodul E_{B0} und dem Dischingerschen Kriechmodul E_{Bt} noch ein weiterer Modul E_{bi} eingeführt wird, der zudem nicht eine reine Stoffkonstante, sondern durch die ψ-Werte von den Querschnittseigenarten abhängt.

Für das Schwindkriechen führt die genaue Lösung auf 2 bzw. 3 oder 4 simultane Differentialgleichungen, je nachdem eine etwa vorhandene schlaffe Bewehrung in der Betonplatte mit mittiger oder außermittiger Anordnung vernachlässigt oder in die Rechnung einbezogen wird. Bei durchlaufenden Trägern tritt für jede zusätzliche Mittelstütze eine weitere Differentialgleichung hinzu. Die Verhältnisse liegen also hier etwas komplizierter. Ein Näherungsverfahren durch Erhöhung der Zahl n führt, wie auch von Dischinger festgestellt, in diesem Falle nicht zum Ziel. Das von Fritz vom Lastkriechen übertragene Näherungsverfahren kann nur anhand der genauen Lösung für das Schwinden einschl. Kriechen überprüft werden. So z. B. erscheint es mir nicht wahrscheinlich, daß infolge Kriechens des Betons die Schwindspannung in der Betonplatte ihr Vorzeichen wechseln kann. Das von mir in Z. VDI. 91 (1949) S. 554 angegebene Näherungsverfahren ist nur gültig bei sehr hoher Steifigkeit des Stahlträgers oder bei Verbundträgern aus Spannbetonbalken und Betonplatte, die beide gleichzeitig dem Kriechen unterworfen sind. Die in meinem Vortrag angegebenen Formeln für das Schwinden einschl. Kriechen sind aus der genauen Lösung für den einfachen Balken unter Vernachlässigung der etwa vorhandenen schlaffen Stahleinlagen in der Betonplatte als Näherung abgeleitet und stehen in Übereinstimmung mit den von Dischinger neuerdings angegebenen Formeln.

Die Unterschiede in der Auffassung hinsichtlich der beiden Näherungsverfahren und der Schwindberechnung unter Einschluß des Kriechens werden am zweckmäßigsten in einer gemeinsamen Aussprache mit Herrn Prof. Fritz geklärt werden. Hinsichtlich der genauen Berechnung der Kriechvorgänge besteht Übereinstimmung.

Prof. **Dörnen:** Prof. Fritz weicht mit seiner Auffassung in mancher Hinsicht von Herrn Dr. Fröhlich ab. Ich habe aber den Eindruck, daß es sich nicht um Grundsätzliches handelt, und die Schwindfrage wird sich meiner Auffassung nach leichter lösen, als man auf den ersten Blick annehmen muß. Wäre es nicht möglich, daß die beiden Herren Dr. Fröhlich und Prof. Fritz sich bis zur nächsten Tagung auseinandersetzen? (Beide Herren sind einverstanden.)

Prof. Dr.-Ing. **O. H. Steinhardt,** Karlsruhe: Über das planmäßige Abnieten bei Stahlträgern in Verbundbauweise. Neben Walzträgern und vollwandigen Trägern sind auch die Fachwerkbalken zu beachten (mehrteilige Fachwerke, solche mit einfachem Strebenzug u. a. m.).

Das genietete Fachwerk bietet in Verbund mit Stahlbeton-Druckplatten besondere Vorteile, insofern man durch „planmäßiges Abnieten" und andere Maßnahmen Unterspannungskonstruktionen, Gerüste u. dgl. einsparen kann, wobei trotzdem eine einfache Umlagerung der Spannungen aus Eigengewicht und Betonballast vom Stahlträger-Obergurt in die Betonplatte zu erreichen ist.

Bei der bisher üblichen Form der Stahlträger in Verbundbauweise treten — schon bei einfachen Balkenbrücken — trotz „exakter" Theorie und einwandfreier Berechnungsweise insofern Schwierigkeiten auf, als man die Eigenschaften des Betons nur schwer zu erfassen vermag. Diese Schwierigkeiten können bei Anwendung von genieteten Stahlträgern gegenüber geschweißten oder gewalzten stark herabgemindert werden. Sie können für Fachwerkträger fast vollkommen überwunden werden.

Ein vollwandiger Träger weist im Steg neben Normalspannungen auch Schubspannungen auf; das in ihm bestehende Kraftfeld ändert sich bei Systemabwandlung im Verbundquerschnitt auf komplizierte Weise. Anders beim Fachwerkbalken: Hier liegen die „Hauptnormalspannungen" in ihrer Lage fest, und es entsteht bei Freimachung eines einzelnen Spannungsbündels (Stabkraft oder Stabkraftzuwachs) eine leicht übersehbare Kinematik, d. h. das Prinzip der virtuellen Verrückungen liefert eindeutige Gleichgewichtszustände.

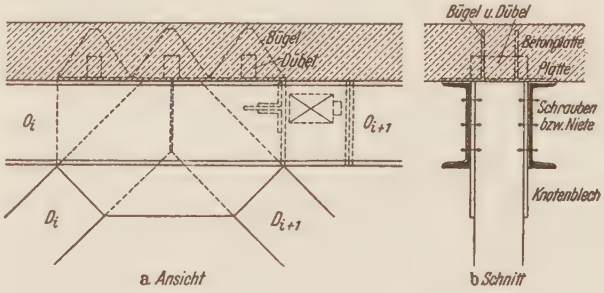

Abb. 3. Doppelter Anschluß der Streben an „Plattengurt" (Schrauben bzw. Niete) und Betonplatte (Dübel und Bügel).

Macht man sich die Tatsache zu Nutzen, daß eine genietete Stahlkonstruktion vor dem Abnieten verschraubt werden muß, so hat man nach Abb. 3 die Möglichkeit, bei Anschluß der Fachwerkstreben einerseits am Obergurt, andererseits in der Stahlbetonplatte mittels Dübeln und Bügeln, durch Lösen der geschraubten Verschraubung am Obergurt die Stabkraftdifferenz ΔO in die Stahlbetonplatte zu verlagern. Durch systematisches Vorgehen in diesem Sinne kann eine beliebige Entlastung des Obergurtes bei gleichzeitiger Belastung der Fahrbahnplatte erreicht werden, vgl. Abb. 4. Ich bitte daher, auch den Fachwerkträger im Auge zu behalten.

Prof. **Dörnen:** Der Vorschlag ist außerordentlich interessant und bestechend, und soweit man in der Eile übersehen kann, wohl auch zu verwirklichen. Wir würden uns freuen, darüber demnächst mehr zu erfahren.

Präsident **Hilfer**, Münster: Wir haben erkannt, daß die Statik des Stahlverbundträgers stark von den klimatischen Verhältnissen an der Baustelle und von der Zeit beeinflußt wird. Man ist wohl der Ansicht, daß sich das Bauwerk nicht mehr wesentlich ändert, nachdem das dritte Jahr vorbei ist. Der Beton steht aber auch nach 3 Jahren weiterhin noch unter dem Einfluß der Zeit.

Die Leistung des Bauwerkes bleibt nur dann unverändert, wenn der Verbundkörper erhalten bleibt. Das gleiche gilt für die Vorspannung. Wir werden also vor-

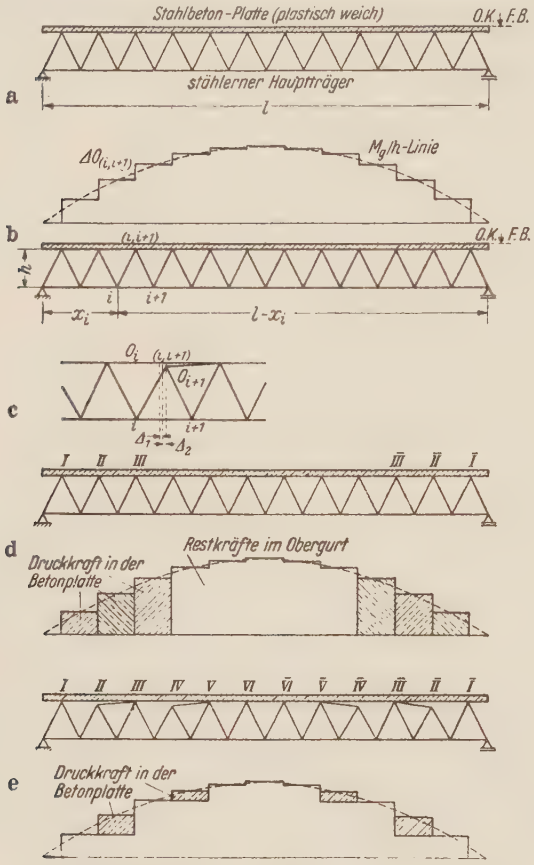

Abb. 4. Erläuterungsbeispiele zum neuen Bau- und Montageverfahren.

gespannte und Verbundbrücken beobachten müssen, ob sie hinsichtlich der Lebensdauer den zu stellenden Ansprüchen genügen werden.

Prof. **Dörnen**: Wir danken Ihnen, Herr Präsident, für Ihre begründete Mahnung zur Vorsicht. Wir haben eine einfache Möglichkeit laufend zu prüfen, ob Verbundwirkung und Vorspannung noch bestehen. Wenn diese nämlich gestört sind, muß sich das bei der Durchbiegung zeigen. Eine gewissenhafte Kontrolle, wie wir sie von geschweißten Stahlbauten gewohnt sind, wird wohl nötig sein.

Dr.-Ing. Erich **Kesper**, Dortmund: Es scheint der Wunsch berechtigt, den Formeln der Statik eine derartige Form zu geben, daß man sich leicht ihre Bedeutung vorstellen kann. Die Verdübelungskraft

$$X = \frac{E_b \cdot \Delta t \cdot \varepsilon_t}{\frac{1}{F_b} + \frac{e^2}{J_b + n J_e} + \frac{1}{n F_e}}$$

läßt sich in folgender Form durchsichtig schreiben

$$Z = \frac{Z_s}{1 + \frac{\nu}{\mu n}},$$

worin $Z_s = \varepsilon_s E_b F_b$ die Zugkraft bedeutet, die aufgewendet werden müßte, um den durch Schwinden verkürzten Beton wieder auf seine Ausgangslänge zu bringen. Es ist nicht nötig, das Schwindmaß auf dem Umweg über einen Temperaturunterschied auszudrücken, sondern man versteht unter ε unmittelbar das jeweilige Schwindmaß, etwa 0,4 ‰ oder 1 ‰. Der Zähler Z_s, und damit die verbleibende Betonzugkraft Z, ist proportional dem Schwindmaß, dem Elastizitätsmodul und der Querschnittsfläche des Betons. Der Nenner berücksichtigt, daß sich die Größe Z abmindert, wenn der Beton auf einer nachgiebigen Unterlage liegt. Die Nachgiebigkeit der Unterlage wird ausgedrückt durch ν (Gestaltungsfaktor), $\mu = F_e/F_b$ (Bewehrungsfaktor) und $n = E_e/E_b$ (Elastizitätsfaktor).

Der Gestaltsfaktor hat die Form

$$1 + \frac{e^2}{i_e^2 + \frac{i_b^2}{\mu n}}.$$

Darin ist e der Abstand der Schwerpunkte der beiden Querschnittsteile, nämlich des Betonteiles und des Stahlteiles, ferner sind i_e und i_b deren Trägheitsradien.

Je kleiner die Nachgiebigkeit ist (im Grenzfalle eine starre Unterlage), desto größer bleibt Z (bis zum Grenzwert $Z = Z_s$, der entsteht, wenn der zweite Teil des Nenners 0 wird). Je nachgiebiger die Unterlage ist, desto kleiner wird Z. Die Nachgiebigkeit wird groß, wenn F_e im Verhältnis zu F_b klein ist, ferner wenn ν groß wird, was durch große Exzentrizität und kleine Steifigkeit der einzelnen Querschnittsteile erreicht wird. In vielen Fällen ist i_b gegenüber i_e vernachlässigbar klein.

Will man die Behinderung des Schwindens durch die Rundstahleinlagen im Beton berücksichtigen, so ist zu überlegen, ob nicht die einfache Hinzurechnung der Rundstahleinlagen zum Stahlquerschnittsteil in dieser Formel schon zum Ziele führen wird. Selbstverständlich gilt diese Betrachtung nur für das reine Schwinden ohne Rücksicht auf ein Kriechen des Betons.

Dr.-Ing. **K. Miesel**, Lübeck: Stahlblechbetondecke (WEMI-Decke). Für Gebäudedecken habe ich eine Verbundkonstruktion aus abgekanteten bzw. gewellten Schalungsblechen vorgeschlagen, mit denen der Beton durch eine besondere Schubarmierung innig verbunden wird. Diese Decke hat sich bei Belastungsversuchen gut bewährt. Mit freundl. Unterstützung der Gutehoffnungshütte, Sterkrade, wurden in deren Versuchsanstalt zwei Belastungsversuche durchgeführt, bei denen auch Spannungsmessungen mit Setzdehnungsmessern vorgenommen wurden. Die Ergebnisse sind im Zusammenhang mit dem Thema „Stahlverbund-Bauweise" von Interesse.

Es wurde eine Decke geprüft, bei der der Beton auf die freigespannte Unterkonstruktion aufgebracht wurde, während eine zweite Decke während des Betoniervorganges in der Mitte abgestützt war. Die Stütze wurde erst nach dem Abbinden entfernt.

Die aus dem Schwinden gemessenen Spannungen standen in keinem auch nur annäherndem Verhältnis zu den Spannungen, die sich aus der Berechnungsweise von Haulena, Cornelius und Fröhlich ergeben sollten, obwohl dieselben theoretischen Voraussetzungen auch hier zutreffen. Die während der Betonierung frei gelagerte Decke erhielt sogar eine (resultierende) Zugkraft im Schalungsträger. Für den in der Mitte abgestützten Schalungsträger ergaben sich aus Schwinden Druckkräfte, die in Deckenmitte bis zu 35 % über den theoretisch errechneten lagen. Als nach 4 Wochen die Stütze entfernt wurde, bog sich die Decke etwa doppelt so stark durch, als der Eigengewichtswirkung entsprach, und etwa 3—4mal so stark, als nach der erwähnten Theorie zu erwarten wäre. Die Abweichungen ließen sich auch nicht annähernd aufklären. Während die Schwindspannungen in der abgestützten Decke keine meßbare Biegung hervorgerufen hatten, riefen die Eigenspannungen nach Entfernung der Stütze eine starke Durchbiegung und innere Spannungsverlagerung hervor. Die Spannungsänderung an der Unterkante der Decke (mit 600 kg/cm² Zug) war etwa doppelt so groß, wie bei der frei aufgelagerten Decke. Bei durchlaufender Verbundkonstruktion und auch bei Abstützung der Träger während des Betonierens wird man deshalb besondere Beachtung dem Freiwerden von Eigenspannungen schenken müssen, die unter einem statisch unbestimmten Zwang entstanden sind.

Bei der frei aufgelagerten Decke blieb bis nahe an die Bruchlast heran das sog. Stadium I erhalten und die gemessenen Stahlspannungen lagen durchweg niedriger als die rechnerischen. Bei der zunächst abgestützten Platte gab das innere Gefüge des Betons schon bei zweifacher Nutzlast merklich nach, und von da an stiegen die gemessenen Stahlspannungen und Durchbiegungen schnell über die rechnerischen Werte. Auch diese Decke erreichte eine dreifache Bruchsicherheit, während die erste Decke über 4fach aushielt. Der Verbundträger kann also stark wechselnde Eigenspannungen nicht so gut verarbeiten, wie wir dies vom Stahl gewohnt sind. Bei der abgestützten Decke treten offensichtlich Spannungswechsel in den Verdübelungen ein, die der Verbundwirkung auf der Betonseite schaden. Bei Stahl haben wir es nicht notwendig — abgesehen vielleicht von besonderen Fällen des Schweißens — auf Eigenspannungen bei der Beurteilung der Tragfähigkeit Rücksicht zu nehmen. Im Stahlbetonbau ist die Plastizitätstheorie noch umstritten, weil dem Plastizieren unmittelbar der Bruch folgt. Bei Verbundkonstruktionen haben nach meinem Versuch die Eigenspannungen offensichtlich einen Einfluß auf die Bruchsicherheit. Die grundlegenden Annahmen für die Berechnung der Verbundträger sind m. E. noch nicht genügend geklärt. Diese Klärung scheint mir zunächst nur von der Versuchsseite her möglich zu sein. Hier möchte ich mit Herrn Zendler sagen: Zuerst kommt es darauf an, was die Konstruktion gegen Bruch hält. Versuche und Theorie müssen sich dann möglichst weit zu nähern versuchen. Den Eigenspannungen muß man sicherlich Beachtung schenken, wenn die Verbundbauweise auch bei durchlaufenden Trägern angewendet werden soll.

Beide untersuchten Decken brachen übrigens durch Versagen der Schubarmierung. Diese war in Rücksicht auf den Versuchszweck schwach bemessen. Bei der Bruchlast war trotzdem die Würfeldruckfestigkeit des Betons bereits wesentlich überschritten, ohne daß sich hier Bruchterscheinungen zeigten.

Prof. Dr.-Ing. **E. Kohl**, Braunschweig: 1. Es wird angeregt, bei der Bemessung von Stahlverbundträgern den in weiten Grenzen schwankenden Elastizitätsmodul E_b des Betons auszuschalten, also für die Biegefestigkeit $E_e \cdot J_v$ zu setzen, mit $J_v = J_e + \frac{1}{n} J_b$ als Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes, das auf den Elastizitätsmodul $E_e = 2100$ t/cm² des Stahles bezogen ist. Statt den Stahlquerschnitt mit n zu multiplizieren, ist es für den Stahlbau zweckmäßiger und natürlicher, die „wirksame Betonplattenbreite" b/n einzuführen und damit den E-Modul des Betons ganz aus der Rechnung verschwinden zu lassen. (Bemerkung: Der Beifall zeigte die Zustimmung der Fachwelt. Das Verfahren dürfte bes. für die Bemessung des Stahlträgers geeignet sein.) 2. Den Dübeln fällt auch die Aufgabe zu, ein Abheben der Betonplatte vom Stahlträger zu verhindern. Ich glaube nicht, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen ein Abheben eintreten kann. Bei einem einfachen Balken mit gleichbleibendem Querschnitt und gleichmäßig verteilter Belastung sind die auf Betonplatte und Stahlträger entfallenden Anteile q_b und q_e an der Gesamtlast q (t/m) zu ermitteln aus

$$q^b = q\left(\frac{J_{0b}}{n J_y} + \frac{a}{z}\right) \text{ und } q_e = q\left(\frac{J_{0e}}{J_v} + \frac{e}{z}\right)$$

(a und e Abstände der Schwerpunkte des Betons- bzw. Stahlquerschnittes von OK-Stahlträger, z = Hebelarm der inneren Kräfte, J_{0b} und J_{0e} auf die eigenen Schwerachsen bezogen). Die Pressung zwischen Obergurt und Betonplatte ist gegeben durch $(q_e - g_e)$ und dürfte stets positiv sein, da das Eigengewicht g_e des Stahlträgers im allg. wesentlich kleiner sein wird als q_e. Daraus darf allerdings nicht geschlossen werden, daß Schubdübel allein genügen, denn die Schubspannungen im Beton, dürften häufig die zulässigen Werte überschreiten, so daß zu deren Aufnahme besonders bei hohen Vouten besondere Vorkehrungen getroffen werden müssen. (Bemerkung des Herausgebers: Hier dürfte auch die Krümmung der Fahrbahnplatte eine Rolle spielen.)

Dr.-Ing. **K.-H. Herber**, Hamburg: Die verhältnismäßig komplizierte Berechnung mit verschiedenen n-Werten für Eigengewicht und Verkehrslast unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden ist nicht in allen Fällen erforderlich, wenn man nach dem Bruchmoment bemißt. Nach einem Aufsatz von Albrecht in der Schweiz. Bauzeitung 125 (1945) ist das Bruchmoment unabhängig davon, ob z. B. ein Teil der Belastung als Vorbelastung auf den Stahlträger allein aufgebracht wird. Es wäre wünschenswert, wenn geklärt würde, in welchen Fällen die Bemessung nach dem Bruchmoment erfolgen kann, statt nach den üblichen zul. Spannungen.

Zu dem Vortrag Klingenberg wird bemerkt, daß bei der im Beispiel gegebenen Berechnung der Spannung an den Stahldübeln nur die aus der Schubkraft sich ergebende Spannung berücksichtigt ist, jedoch nicht die in diesem Querschnitt bereits vorhandene Druckspannung (infolge Biegung des Verbundträgers usw.). Es wäre zu klären, ob nicht beide Spannungen addiert werden müßten.

Schließlich wird darauf aufmerksam gemacht, daß die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 in § 8, 2 einen Absatz enthalten, der den Verbundträger gegenüber der reinen Stahlbetonbrücke benachteiligt.

Prof. Dr.-Ing. **F. Schleicher**, Düsseldorf: Eine kleine Wiederholung ist vielleicht nicht ganz überflüssig. Für die Tragfähigkeit von Stahlverbundbalken ist ausschlaggebend einerseits die Druckfestigkeit der Betonplatte und andererseits der voll plastizierte Stahlquerschnitt. Bei der Plastizierung verschwinden daher die Eigenspannungen. Solange der Verbund erhalten bleibt, d. h. bei ausreichender Verdübelung, ist die Bruchbelastung deshalb unabhängig von den Eigenspannungszuständen infolge Schwinden, Kriechen, Montagemaßnahmen.

Anders steht es hinsichtlich der Gebrauchslasten. Wenn es sich darum handelt, die Rissegefahr, die Durchbiegungen oder die wirklich vorhandenen Spannungen zu beurteilen, müssen die oben erwähnten Einflüsse berücksichtigt werden. In manchen Fällen wird sich deshalb empfehlen, die Berechnung für zwei Belastungszustände durchzuführen, nämlich für die Gebrauchslasten und für die Bruchlast.

Dr. Klingenberg: Der dreiachsige Spannungszustand setzt selbstverständlich eine entsprechende Armierung voraus.

Reg.-Bmst. **Zendler:** Für unsere Hochbauten wird n-frei gerechnet, d. h., auf die Bruchlast bezogen.

Dipl.-Ing. U. Wiechert, Freiburg/Br.: Brücke über den Leopoldskanal bei Oberhausen (Breisgau).

Das Badische Finanzministerium, Baudirektion, Abt. Straßen, hat mehrere Brücken in der Stahlverbundbauweise — meist mit Stützweiten von etwa 12 m — gebaut. Die bedeutendste davon ist die Brücke über den Leopoldskanal, die nach Brückenklasse II bemessen ist (Abb. 1) und 5 einfache Balken mit je rd. 12 m Stützweite besitzt (Abb. 2). Die unmittelbar befahrene Stahlbetonplatte ist in Längsrichtung waagrecht. Die Entwässerung erfolgt in

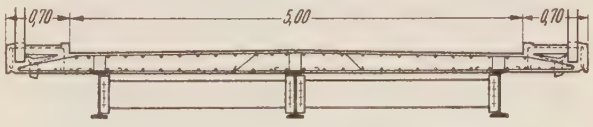

Abb. 1. Querschnitt.

Querrichtung und weiter in Längsrinnen, Abb. 3. Dichtung der quer laufenden Bewegungsfugen über den Stützjochen mit Alcuta-Fugenblechen.

Der Beton (340 kg Zement/m³ Fertigbeton) wurde mit Innenrüttlern verdichtet. Die Würfelfestigkeit war W_{b28} = 394 bis 600 kg/cm², im Mittel 480 kg/cm². Zur Verdübelung wurde ein wellenförmiger Rundstahl auf die Trägeroberflansche aufgeschweißt (Abb. 4 und 5). Wir vereinten dies mit dem Anschweißen der unteren Querbewehrung. Im mittleren Drittel steigen und fallen die Wellen abwechselnd unter 45° (Abb. 4 b), in den äußeren Dritteln bestehen sie aus schrägen und lotrechten Teilen (Abb. 4 a). Auf die Erläuterung der Wirkungsweise der gewählten

Verdübelung und Schubbewehrung kann wohl verzichtet werden.

Bei der Oberhausener Brücke wurden die Schweißungen von der Firma Greschbach, Herbolzheimer Eisenindustrie, Herbolzheim, an der Baustelle ausgeführt. (Bei einer weiteren gleichartigen Brücke bei Au am Rhein wurde die Werkstattausführung gewählt. Selbstverständlich mußten hier an Stelle der durchgehenden unteren Querbewehrung zusätzliche kurze Quereisen aufgeschweißt werden.)

Abb. 2. Brücke über den Leopoldskanal bei Oberhausen (Breisgau).

Eine besondere Verdübelung zur Übertragung der Schwindkräfte an den Trägerenden wurde von uns bereits im November 1948 beim Entwurf für die Mühlbachbrücke bei Riegel vorgesehen, ausgeführt haben wir sie zuerst im Frühjahr 1949 bei der Elzbrücke in Unterprechtal. Auf die Trägerenden wurden Rundstahlfächer aufgeschweißt, die in das Plattenінnere etwas ansteigen und wohl am besten keine Endhaken erhalten, um die Schwindkraft ohne Unstetigkeit zu sammeln (Abb. 6, vgl. auch Abb. 5). Die Konzentration der Verdübelungskraft auf den Endpunkt der Trägeroberkante stellt natürlich eine Näherung dar. In Wirklichkeit verteilt sich die Verdübelungskraft auf eine Länge, welche die Größenordnung des Trägerabstandes haben muß. Es könnte sich erweisen, daß die Beanspruchung gar nicht so gefährlich ist. Nützlich wäre es, einmal Stahlträger mit aufgelegter Betonplatte ohne Verbund daraufhin näher anzusehen.

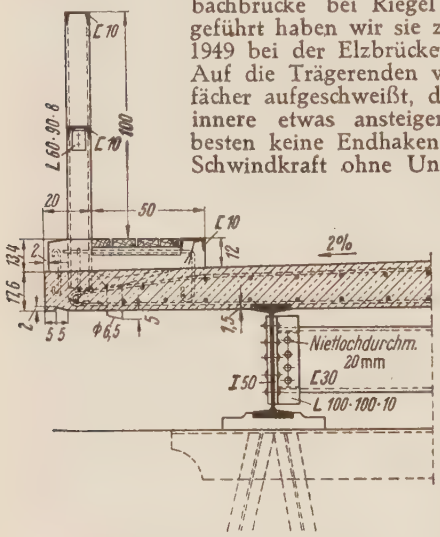

Abb. 3. Gehweg und Entwässerung.

Andererseits muß man sich darüber klar sein: Wenn sich die Betonplatte am Ende vom I-Träger löst, so vermindert das die Schwindzugkraft der Platte nicht, sondern diese bleibt am Ende der noch vorhandenen Verbundplatte in voller Stärke bestehen. Durch Kerbwirkung dürfte jedoch die Verbundwirkung bis in die Feldmitte gefährdet sein. Die Trägwerkslänge ist ohne Einfluß auf die Schwindkraft, so daß man bei kurzen und unbedeutenden Brücken genau so verfahren muß, wie bei weitgespannten Trägwerken. Diese Tatsache weist den Weg zu einer zweckmäßigen Ausbildung von Versuchskörpern.

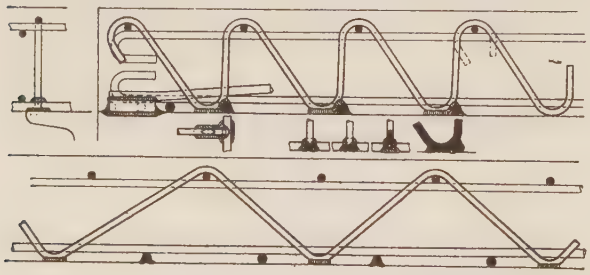

Abb. 4. Verdübelung über den Randträgern.

Nun kann man aber das Schwinden der Betonplatte durch ein in der Wirkung gleichartiges Erwärmen des Stahlträgers ersetzen, was in kurzer Zeit durch erwärmte Luft oder Flüssigkeit geschehen kann. Man erkennt hier zugleich die Bedeutung, die dem Voreilen der Temperaturänderungen im Stahlteil der Verbundkonstruktionen zukommt. Der Temperaturwechsel ist so häufig, daß sogar eine Ermüdung der Verbundzone nicht ausgeschlossen ist. Diese Erscheinung wird am ungünstigsten bei Stahlverbundträgern, die in Klimas mit schroffem Temperaturwechsel stehen sollen.

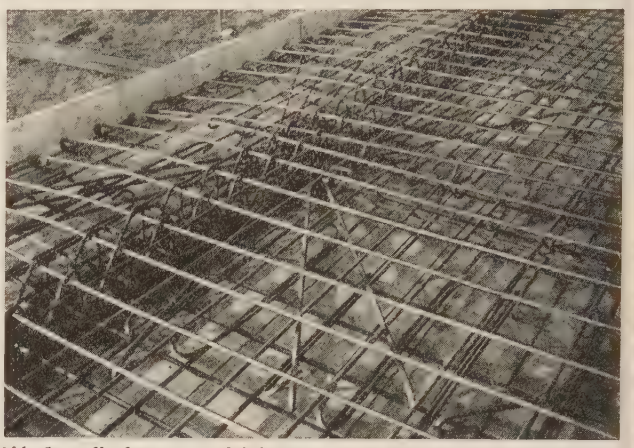

Abb. 5. Wellenförmige Verdübelung und fächerförmige Schwindbewehrung. (Photo L. Seele, Herbolzheim/Brsg.)

Bei der Probebelastung am 4. Oktober 1949, vier Wochen nach dem Betonieren, ergab sich allein aus dieser Wärmewirkung im Zeitraum von je einer Stunde um 11 Uhr eine Senkung und um 17 Uhr eine Hebung um rund ein Viertel der Durchbiegung aus der größten Verkehrslast.

Zur Elimination der Wärmewirkung bei Messungen an Stahlverbundträgern (z. B. der Kriecherscheinungen) ist es unbedingt notwendig, Thermometer in der Stahlkonstruktion und im Beton (in Plattenmitte und nahe den Plattenoberflächen) einzubauen, gegebenenfalls noch nachträglich. Von der Lufttemperatur kann niemals ausreichend genau auf die Stahl- und Betontemperaturen geschlossen werden.

Bei der Probebelastung wurde jedes Feld in je 7 Laststellungen untersucht. Die Durchbiegungen waren 15 bis 25 % geringer, als die Rechnungswerte für $n = 6$ bzw. $E_b = 350\,000$ kg/cm². Die Erklärung findet sich in einer gewissen Durchlaufwirkung zwischen den benachbarten Öffnungen. Die Querverteilung war wie erwartet. Die Durchbiegung des Mittelträgers war höchstens 10 % von dem Mittel der Durchbiegung beider Außenträger verschieden.

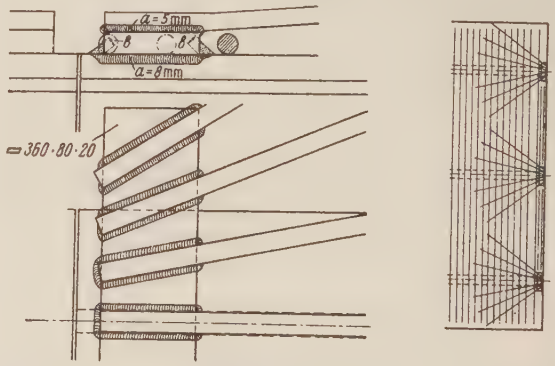

Abb. 6. Schwindbewehrung.

Die (scheinbar) bleibende Durchbiegung nach den 7 Belastungen war im ersten Feld 1,8 mm, im zweiten bis vierten Feld 0,6 bis 0,2 mm; im fünften Feld wurde eine Hebung um 0,2 mm gemessen. Die unwahrscheinlichen Werte finden ihre Erklärung in einer Zunahme der Lufttemperatur um schätzungsweise 4° während der Belastung des ersten Feldes bzw. einer Abnahme um schätzungsweise 3° während der Belastung des letzten Feldes. Risse konnten nicht festgestellt werden.

Dipl.-Ing. M. Thümecke, Rheinbrohl: Wiedbrücke Segendorf.

Die in der Nähe von Neuwied im Bau befindliche Brücke hat 37 m Stützweite und eine Breite von 5 m zwischen den Geländern. Sie ist nach Klasse I berechnet, wobei die Möglichkeit einer späteren Erweiterung und Belastung nach Klasse I A zu berücksichtigen war. Die Bauhöhe ist 1,860 m, also $l/20$. Die drei Hauptträger sind während des Betonierens etwa in den Drittelpunkten unterstützt. Die Fahrbahn (Abb. 1) wird etwa 14 Tage nach dem Beton aufgebracht und dann erst die Zwischenunterstützung beseitigt. Der untere Teil des Hauptträgers ist aus St 52. Die errechneten Spannungen sind in der Tabelle 1 enthalten. Die Spannungen am unteren Rand des Stahlquerschnitts und am Übergang zwischen St 37 und St 52 sind danach bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt.

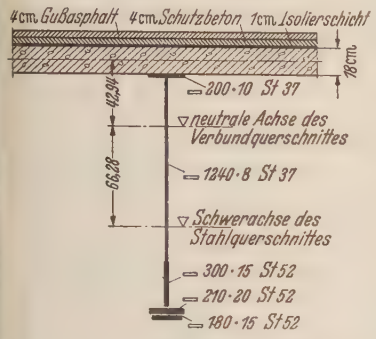

Abb. 1. Querschnitt des mittleren Hauptträgers in Brückenmitte.

Abb. 2 zeigt die Dübel, die für eine Schubkraft von je 6 t berechnet sind. Die Schweißnähte (a = 7 mm) haben auch das Kippmoment aufzunehmen. Diese Konstruktion erscheint insofern verbesserungsbedürftig, als die nur 10 mm starke Obergurtplatte kaum genügend Widerstand für das Kippmoment bietet und die Schweißnähte eine wellenförmige Verwerfung der Gurtplatte hervorrufen. Diese ließ sich auch dadurch nicht vermeiden, daß die Dübel mit der Gurtplatte verschweißt wurden, bevor diese mit dem Steg verbunden wurde. Nur das Richten der Gurtplatte gestaltet sich dadurch einfacher. Es dürfte sich empfehlen, die Dübel etwas niedriger zu halten und ihre Zahl zu vermehren, um die Größe der Kippmomente zu verringern. Zum Schutz gegen Abheben der Betonplatte sind an die Dübel Rundstahlbügel angeschweißt.

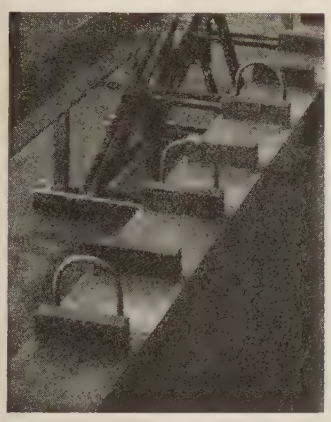

Abb. 2. Verdübelung nach dem Vorschlag von Dr.-Ing. Homberg.

Tabelle 1. Spannungen in Brückenmitte.

	σ_{eu} kg/cm²	σ_{em} kg/cm²	σ_{eo} kg/cm²	σ_b primär kg/cm²
g	+ 1050	+ 760	− 280	− 43,5
p	+ 648	+ 474	− 176	− 27,0
$p_{Dampfwalze}$	+ 272	+ 199	− 74	− 11,4
Schwinden	+ 74	− 14	− 345	+ (2,8)
Kriechen	+ 72	− 14	− 332	+ (11,2)
	+ 2116	+ 1405	− 1207	− 81,9 (− 67,9)

Sekundärspannung der Betonplatte − 25,6 kg/cm²

Überlagerung aller Wirkungen ergibt

$$\max \sigma_{b0} = -81{,}9 - 25{,}6 = -107{,}5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{bzw. } -67{,}9 - 25{,}6 = -93{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

B 400 mit $\sigma_{zul} = 114$ kg/cm².

Dipl.-Ing. Erich Lautz, Wiesbaden: Lahnbrücke Friedensdorf.

Allgemeine Daten (Abb. 1): Brückenklasse I (I A), Bauhöhe 1,60 m, d. h. rd. $l/28$, Stegblech 1,30 m, d. h. rd. $l/35$. Die kreuzweise bewehrte Fahrbahnplatte ist 18 cm stark und wird unmittelbar befahren (2 cm Verschleißbeton); ein evtl. erforderlich werdender Gußasphalt ist bei der Bemessung berücksichtigt. Betongüte B 300 mit Betonstahl I. Die Bemessung erfolgte mit $n = 15$. Gesamtgewicht der genieteten Stahlkonstruktion 159 t.

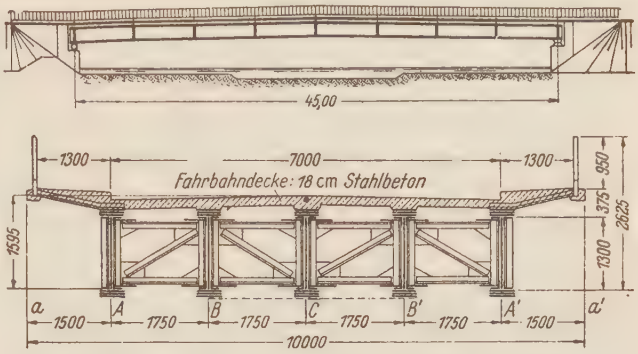

Abb. 1. Ansicht und Querschnitt der Lahnbrücke Friedensdorf.

Statisches System: Bei der äußerst beschränkten Bauhöhe ergab sich zwangsläufig der Trägerrost in Stahlverbundbauweise und Ausnützung der Torsionssteifigkeit. Im Obergurt des Hauptträgers wurde St 37,12 verwendet, im Stegblech und im Untergurt St 52.

Die im Obergurt aufgenieteten Winkeldübel sind ausgesteift, wie aus Abb. 2 und 3 zu ersehen. Gegen Abheben der Betonplatte wurde die Längsbewehrung durch Löcher im Dübel geflochten. Die Abtriebskräfte sind klein, so daß die Nietzugkräfte ohne Bedenken übernommen werden können.

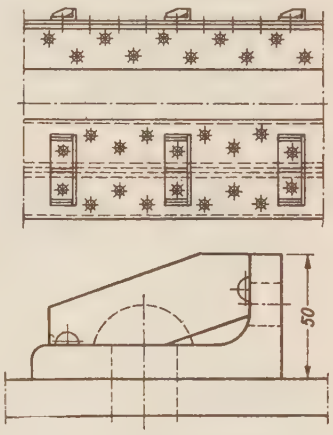

Abb. 2. Verdübelung.

Die torsionssteife Röhre wird durch die inneren Hauptträger, die Fahrbahnplatte und einen unteren Längsverbund gebildet, die äußeren Hauptträger sind an den Kasten angehängt. Lastübertragende und aussteifende Fachwerk-Querscheiben sind in Abständen von 5,625 m vorhanden, besondere Torsions-Endscheiben über den Auflagern.

Abb. 3. Verdübelung.

Montagevorgang: Zur Einhaltung der zulässigen Betondruckspannungen war ein besonderer Montagevorgang erforderlich (Abb. 4). Der Stahlüberbau wurde auf 3 Jochen

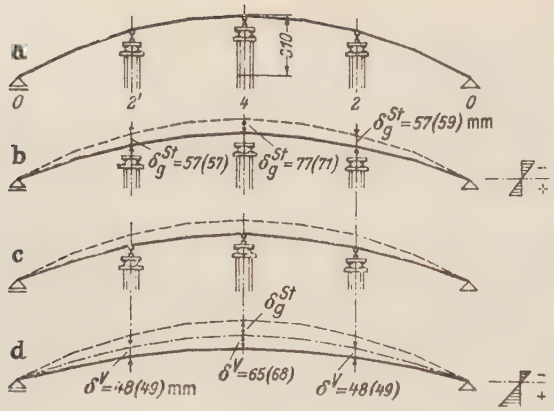

Abb. 4. Montagevorgang. a) Durchbiegungen beim Freisetzen, b) Stahlgewicht allein, c) Verbundtragwerk unter Belastung durch die Betonplatte.

montiert freigesetzt (Durchbiegungen δ_g^{St}) und mit Vorspannung durch Stahlgewicht wieder unterstützt (Abb. 4c). Es folgte das Betonieren der Fahrbahnplatte und das Freisetzen des Stahlverbundträgers (Durchbiegungen δ^V). Die mit $n = 10$ berechneten und in () die gemessenen Werte δ_g^{St} und δ^V sind in Abb. 4 dargestellt. Der Anteil des Schwindens an δ^V ist nicht bekannt.

Dr.-Ing. Helmut Homberg, Dahl (Westf.): Bericht über ausgeführte Stahlverbund-Brücken.

1. Aggerbrücke Ehreshoven (Baujahr 1946/47).

Bauherr: Landesstraßenbauamt Köln I. Ausführung: Köln-Wesselinger Eisenbau G. m. b. H., Wesseling und

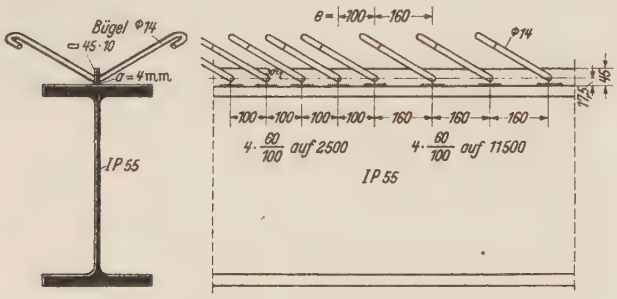

Abb. 1. Dübelausbildung Aggerbrücke Ehreshoven.

Peter Bauwens, Köln. Brückenklasse I A. Straßenbreite 1,60 + 7,50 + 1,60 m. Stützweiten 16,50 m, 16,35 m, 13,90 m. System: freiaufliegende Trägerroste im Verbund mit der Fahrbahntafel, Verbund nur für das Gewicht der Straßendecke und Verkehrslast. Brückenquerschnitt: 7 Haupt-

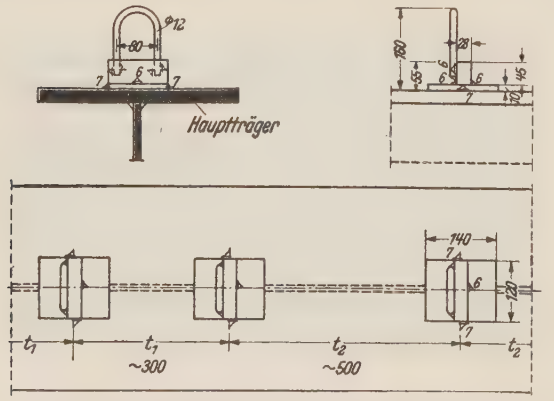

Abb. 2. Dübelausbildung Erftbrücke Münstereifel, AB-Brücke Birlinghoven-Dambroich und AB-Brücke Kölner Straße.

träger in 1,50 m Abstand, Randträger IP 75, Mittelträger IP 55. Anschlüsse der Querträger geschweißt. Verbund durch Hafteisen nach Abb. 1. Brücke nach Vorbild der Erzherzog-Johann-Brücke in Bad Aussee, vgl. Krebitz: Beton und Eisen 37 (1938).

2. Erftbrücke Münstereifel (Baujahr 1948/49).

Bauherr: Landesstraßenbauamt Bonn. Ausführung: Stahlbau Hermes, Rosbach-Sieg und Polensky u. Zöllner,

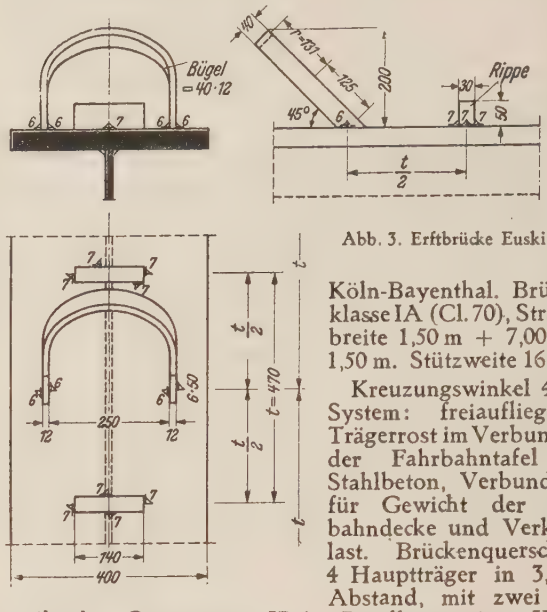

Abb. 3. Erftbrücke Euskirchen.

Köln-Bayenthal. Brückenklasse IA (Cl. 70), Straßenbreite 1,50 m + 7,00 m + 1,50 m. Stützweite 16,50 m, Kreuzungswinkel 45°. System: freiaufliegender Trägerrost im Verbund mit der Fahrbahntafel aus Stahlbeton, Verbund nur für Gewicht der Fahrbahndecke und Verkehrslast. Brückenquerschnitt: 4 Hauptträger in 3,68 m Abstand, mit zwei lastverteilenden Querträgern IP 60, Randhauptträger IP 100, Mittelträger IP 80. Die geringste Plattenstärke ist 26 cm, Verbund durch steife Dübel nach Abb. 2. Die Dübel sind nach dem EMPA-Bericht Nr. 149 dimensioniert, die Dübelabstände betragen 30 bis 46 cm.

3. Erftbrücke Euskirchen (Baujahr 1949/50).

Bauherr: Stadt Euskirchen. Ausführung: Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf und Albert Jung, Euskirchen. Brückenklasse IA (Cl. 70), Straßenbreite 3,00 m + 9,00 m + 3,00 m. Stützweite 21 m. Brücke ganz geschweißt. System: Trägerrost mit 4 Hauptträgern und vier lastverteilenden Querträgern im Verbund mit der Fahrbahntafel.

Abb. 4.

Verbund nur für Eigengewicht der Fahrbahndecke und Verkehrslast. Brückenquerschnitt: vier geschweißte Hauptträger St 37 in 4,33 m Abstand und vier lastverteilende

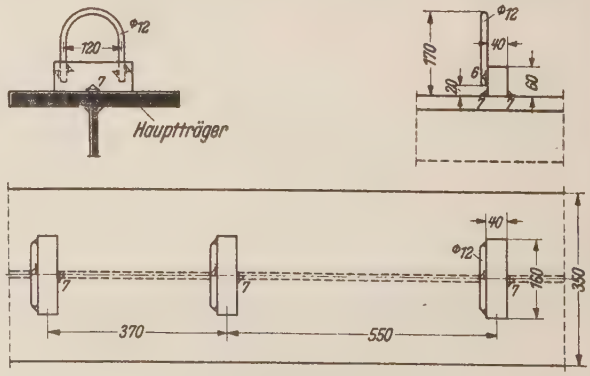

Abb. 5. Marktbrücke Hagen.

Querträger. Randträger 1,70 m hoch, Mittelträger 1,50 m hoch. Plattenstärke 28 cm. Verbund durch steife Dübel und Haarnadeleisen nach Abb. 3 und 4.

Drei weitere Brücken sollen in Kürze zur Ausführung kommen, und zwar die Autobahnbrücke Birlinghoven—Dambroich und die Autobahnbrücke Kölner Straße sowie die Marktbrücke Hagen (Abb. 5). Den Querschnitt der Autobahnbrücke, Unterführung Kölner Straße, mit unmittelbar befahrener Stahlbetonfahrbahntafel, die auf Biegezugfestigkeit dimensioniert wurde, zeigt Abb. 6. Die Entwürfe für sämtliche sechs Brücken wurden vom Verfasser aufgestellt.

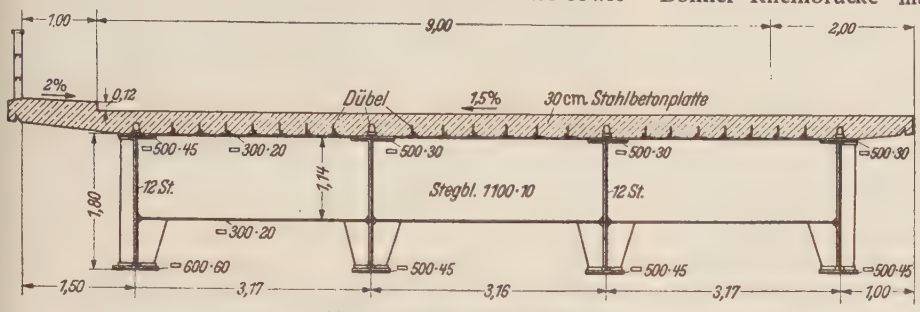

Abb. 6. AB-Brücke Kölner Straße.

Diskussion.

Obering. **Paul,** Gustavsburg: Es hat sich bei diesen Beispielen herausgestellt, daß sich die ausgeführten Brücken wesentlich besser verhalten haben, als theoretisch zu vermuten war. Wir haben das nicht anders erwartet. Wir bauen Verbundbrücken seit längerer Zeit, nur nicht richtig. Es ist bekannt, daß die Durchbiegung bei Probebelastungen nie den rechnerischen Wert hat. Deshalb ist der Einwand, die ganze Platte müsse vorgespannt sein, nach meiner Ansicht nicht stichhaltig. Wir haben auch früher, selbst bei durchlaufenden Balken, sichere Platten zustande gebracht. Ich habe Bedenken, daß die Entwicklung der Stahlverbund-Bauweise zu stark gehemmt wird von der theoretischen Seite her. Die vielen Bauausführungen haben immer bewiesen, daß die Verbund-Bauweise nicht so schwierig ist, wie man das theoretisch vielleicht annehmen könnte. Wir sind mit $n = 10$ ganz gut durchgekommen.

Dr.-Ing. **Leonhardt,** Stuttgart, schlägt vereinfachte Berechnung mit entspr. erhöhter Zahl n vor. Auf die Bemessung der Dübel ist besonders zu achten.

Dr.-Ing. **Homberg,** Dahl (Westf.): Ich habe in der letzten Zeit nach den Formeln von Fritz gerechnet. Man hat so eine klare Übersicht über die Spannungsverteilung bei geringem Rechenaufwand.

Dipl.-Ing. **Lautz,** Wiesbaden: Bei einer genieteten Brücke kommt jeder Nietkopf einem gewissen Dübel gleich, so daß man wahrscheinlich gar keine Schubdübel mehr braucht.

Prof. Dr.-Ing. Pirlet, Köln: Fragen der Verbundwirkung von Stahl und Beton beim Bau der neuen Rheinbrücke Bonn.

1. Zwecks Erzielung der notwendigen Verbundwirkung von Fertigbetonteilen der Fahrbahndecke bzw. der Gehwegplatten wurden verdrillte Flachstähle höchster Festigkeit verwandt ($\sigma_B = 18\,000$ kg/cm²), und zwar Neptun-Stahl vom Carlswerk Felten & Guilleaume in Köln-Mülheim.

Von besonderer praktischer Bedeutung ist die Haftfestigkeit. Schon bei einer Einbettungstiefe von rd. 15 cm in mittelgutem Beton ($W_{28} = 225$ kg/cm²) ist die Haftfestigkeit dieser Stähle größer als deren Zugfestigkeit. Wechselbelastungen und Messungen, durchgeführt in Zusammenarbeit mit der Fa. Grün & Bilfinger, Mannheim/Köln, haben die zuverlässige Verbundwirkung der Betonplatten untereinander ergeben. Die Belastungen wurden dabei bis zu einer Stahlspannung von 12 000 kg/cm² getrieben.

Ob und inwieweit die Verwendung verdrillter Stäbe bzw. Drähte für Stahl-Verbundträger möglich und zweckmäßig ist, bleibt noch klarzustellen. Der Abfall der Festigkeit infolge Schweißens wäre wahrscheinlich durchaus tragbar (vgl. die neueren Versuche mit kaltgereckten Stählen); maßgebend bleibt die besonders hohe Haftung und Verbundwirkung.

2. Die Verbundwirkung in der Fahrbahndecke, d. h. zwischen Tonnenblechen und Betonschale, war bei der Bonner Rheinbrücke maßgebend für die Entscheidung darüber, ob ein besonderer Torsions- und Windverband zu fordern sei. In die Trockenbleche eingenietete Flachstahlstreifen und durchgehende Quereisen im Verbund mit der Betondecke wurden als ausreichend angesehen, nachdem die Haftung der Betonschale in den Tonnenblechen (Vorstreichen mit Zementschlämpe) als gewährleistet gelten konnte. Der Torsionsverband (für den 50 t Stahl vorgesehen waren), wurde dementsprechend eingespart.

3. Bei allen Erörterungen über den Verbund zwischen Stahlträgern und Betonplatten ist eine entscheidende Frage offen: Bleiben die Voraussetzungen der Theorie auf die Dauer erfüllt, bzw. inwieweit können diese sich ändern in Auswirkung der Temperaturwechsel und Witterungseinflüsse? Was sagt die praktische Erfahrung?

Der Versuchsbericht von Prof. Dr.-Ing. Ebner, Hamburg, über die Messungen an der Untermainbrücke zeigt das Zusammenwirken zwischen Stahlträger und Betonplatte, und zwar im Einklang mit den Annahmen. Zu beachten bleibt, daß die Messungen schon kurz nach der Fertigstellung der Fahrbahnplatte durchgeführt wurden. Die vorgesehene Wiederholung der Versuche nach einem oder mehreren Jahren erscheint unerläßlich. Denn es geht um die Frage, ob der jetzt vorhandene Verbund erhalten bleibt oder durch Rostbildung bzw. schroffen Temperaturwechsel gefährdet werden kann.

Hierzu sei auf folgende Erfahrungstatsachen hingewiesen: Bei einer Versuchsausführung, von der mir Herr Prof. Dr-Ing. Hummel, Aachen, berichtete, wurden anfänglich Haftspannungen zwischen Beton und Stahl von etwa 20—25 kg/cm² gemessen; nach einem Jahr waren sie nicht mehr vorhanden.

Bei der Rheinbrücke Köln—Mülheim (Alter 20 Jahre) wurde bei den Gehwegplatten der Brückenreste im Vorgelände eine völlige Zerstörung der oberen Flansche der Längsträger, auf denen die Betonfertigplatten auflagen, durch Rostbildung festgestellt. Offenbar läuft das Tropfwasser zu den Auflagerstellen der Betonplatte hin und dringt in Spalten zwischen Beton und Trägerflansch ein.

Ähnliche Verhältnisse fanden sich an den Fahrbahnplatten der Rheinbrücke bei Wesel. Auch hier hatten die Rostbildungen die Trägerflansche weitgehend zerstört. — Inwieweit die mit der Rostbildung verbundenen Sprengwirkungen die Zerstörung des Verbundes zusätzlich fördern, mag dahingestellt bleiben.

Von besonderer praktischer Bedeutung ist der erhebliche Unterschied des Wärmeleitvermögens von Eisen und Beton. Das Eisen eilt also (speziell bei schroffem Temperaturwechsel) vor, während der Beton zurückbleibt. — Die flache Decke eines Kölner Krankenhauses war mit Tonplatten abgedeckt, die in einer Zementmörtelschicht auf dem Unterbeton verlegt, also mit diesem fest verbunden waren. Im März 1929 folgte auf eine Frostnacht ein Vormittag mit strahlendem Sonnenschein. Die äußere Tonplattenschale riß sich vom Unterbeton los und wölbte sich bis zu 18 cm Höhe. Der Verbund war völlig zerstört und die Dachdecke mußte abgetragen und erneuert werden. — Ursache: dem schroffen Temperaturwechsel folgte der Unterbeton nicht, so daß die äußere, direkt bestrahlte Deckplatte ausbrach.

Zur Frage der unter Umständen möglichen Auswirkung dynamischer Einflüsse sei hingewiesen auf die Feststellungen bei einer kriegsbeschädigten Autobahnbrücke bei Recklinghausen, wo sich beim Abbruch der Fahrbahnplatte der Beton in den Buckelblechschalen völlig zermürbt vorfand.

Als Ergebnis sei vermerkt: Es bleibt zu prüfen und gegebenenfalls durch Versuche zu klären, ob und inwieweit durch den Feuchtigkeitsgehalt der Luft (Schwitz-

wasser) und insbesondere durch schroffen Temperaturwechsel, namentlich im Frühjahr, der Verbund zwischen Stahlträgern und Betonplatten vermindert oder gar zerstört werden kann, was unter Umständen die Voraussetzung der Berechnungen in Frage stellen würde. — Gegebenenfalls ist diesem Umstande durch zweckentsprechende, ausführungstechnische Maßnahmen Rechnung zu tragen.

Dr. **Nickel**, Dortmund: **Entwurf einer erdverankerten Hängebrücke in Verbund-Bauweise.** Wettbewerb Rheinbrücke Köln-Mülheim.

Ähnliche Probleme, wie bei der Anwendung der Stahlverbund-Bauweise in kontinuierlichen Trägern, treten auch bei erdverankerten Hängebrücken auf. Bekanntlich werden die positiven und negativen Feldmomente des Versteifungsbalkens annähernd gleich, die negativen Stützenmomente bei starrer Lagerung im Pylon sogar überwiegend. Im Pylon wird der Versteifungsbalken deshalb elastisch gelagert, um die negativen Stützenmomente zu vermindern. Bei der Verbundbauweise sind also besondere Maßnahmen erforderlich, um die durch negative Momente auftretenden Zugspannungen in der Betonplatte zu beschränken.

Bei dem Entwurf ist eine über die ganze Brückenbreite und Brückenlänge durchlaufende fugenlose Stahlbetonplatte von 20 cm Dicke vorgesehen. Die Fahrbahntafel wird vorgespannt und schubfest mit dem Stahlträger verbunden. Die Wirkungsweise derartiger Verbundkörper ist aus dem Aufsatz von Dischinger: Bauingenieur 24 (1949) S. 321—332 und S. 364—376 bekannt.

Die beim Entwurf getroffenen Maßnahmen hatten zum Ziel: Spannungslose Stahlkonstruktion im Endzustand, also nach Beendigung von Schwinden und Kriechen, Stahlbetonplatte mit der gewünschten Druckvorspannung. Die Stahlkonstruktion wird zunächst mit gelenkigen Verbindungen eingebaut, so daß sie spannungslos allen Bewegungen des Tragkabels folgen kann. Dann werden die Schalung und sämtliche für die Fahrbahndecke notwendigen Stoffe aufgebracht, so daß sich die Brücke in der endgültigen Gleichgewichtslage befindet. Die Versteifungsbalken werden jetzt vernietet und die Längsträger beiderseits fest angeschlossen. Die Stahlkonstruktion wird mit rd. 2000 t Zugkraft vorgespannt, z. B. durch eine Hebelkonstruktion an einem Brückenende. Das Gegengewicht kann man vor dem Widerlager anordnen und später wieder abbauen oder im Widerlager vorsehen und als Bestandteil des Widerlagers belassen. Am gegenüberliegenden Brückenende werden die Vorspannkräfte in das Widerlager eingeleitet. Diese Art der Vorspannung hat den Vorteil der freien Ausdehnungsmöglichkeit der Brücke infolge Temperaturänderungen und Schwinden; jedes Nachstellen wird vermieden, im Gegensatz zu einer Vorspannung mittels Pressen.

Die Stahlbetonplatte wird in Abschnitten von rd. 50 m Länge betoniert. Die einzelnen Betonabschnitte können während des Bauvorganges schwinden, wodurch vorübergehend geringe Schwindzugspannungen auftreten. Schwindrisse entstehen dabei nicht, weil die Zugfestigkeit des Betons der Schwindspannung vorauseilt. Nach beendetem Schwinden beträgt die errechnete Schwindspannung etwa 9 kg/cm². Nach Fertigstellung aller Fahnbahnabschnitte werden die Querfugen geschlossen, die Anspannvorrichtung des Versteifungsbalkens gelöst und dadurch eine Druckvorspannung im Beton erzeugt.

Durch in der Betonplatte eingelegte Seile wird die Betonplatte zusätzlich vorgespannt. Die Betonplatte wird sowohl in Längs- als auch in Querrichtung vorgespannt, wobei sich die Vorspannung in der Stahlkonstruktion vermindert. Die Größe der Vorspannkraft in den Seilen ist durch die Forderung gegeben, daß die Stahlkonstruktion nach dem Schwinden und Kriechen spannungslos ist, so daß die gesamte zulässige Stahlspannung zur Aufnahme von Verkehrslast und Temperaturänderungen zur Verfügung steht. Die vorgespannte Stahlbetonplatte in Betongüte B 300 darf gemäß den „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile" als unvollkommen vorgespanntes Element Zugspannungen von 20 kg/cm² bei einachsiger bzw. 40 kg/cm² bei zweiachsiger Biegung erhalten.

Die Druckvorspannungen in der Betonplatte werden durch Schwinden und Kriechen abgebaut.

Für Schwind- und Kriechmaß wurden Mittelwerte angesetzt und die möglichen Zusatzspannungen aus den Grenzwerten geschätzt. Bei einer Unsicherheit von ± 25 % für das Schwindmaß ergeben sich in der Stahlkonstruktion maximale Spannungsunterschiede von ± 40 kg/cm². Es kann erfahrungsgemäß mit einem Kriechmaß von 1,75 bis 2,5 gerechnet werden. Mit dem Mittelwert $\varphi = 2{,}15$ ergeben sich in der Stahlkonstruktion Spannungsdifferenzen von ± 70 kg/cm².

Die Vorteile dieser Bauweise sind von Dischinger ausführlich besprochen, so daß sich eine Wiederholung erübrigt.

Besondere Schwierigkeiten sind bei dieser Bauart nicht vorhanden, und ich bin überzeugt, daß sie beste Zukunftsaussichten hat.

Dr.-Ing. **Erich Kesper**, Dortmund: **Schwindspannungen bei statisch unbestimmten Systemen.**

Ich gehe von der bereits genannten Formel aus

$$Z = \frac{Z_s}{1 + \frac{\nu}{\mu n}}$$

und von dem Schwinddiagramm Abb. 1. Bei behindertem Schwinden (Anteil im Beton und Reaktion im Stahlträger) stellt sich bei statisch bestimmten Systemen die Linie *0—0* ein. Der Träger wird sich so krümmen, als ob er unter einem konstanten Biegemoment stünde. Bei statisch unbestimmten Systemen wird die gleichmäßige Krümmung durch die äußeren Auflagerreaktionen gestört. Beim Balken mit drei gleichen Öffnungen z. B. werden dadurch (entgegengesetzt gerichtete) Biegemomente hervorgerufen, die im mittleren Feld sogar größer sind als das Biegemoment für die Krümmung aus Schwinden. Die Spannungslinie nimmt dann die Lage *1—1* an und die Schwindspannungen müßten entsprechend anwachsen. An jener Stelle des Endfelds wo die Krümmung aus Schwinden durch die Krümmung aus dem Biegemoment der zusätzlichen Auflagerreaktion gerade aufgehoben wird, stellt sich das Spannungsdiagramm *2—2* ein. Diese Lage erhalten wir auch bei einer Hängebrücke mit Versteifungsbalken in Verbundbauweise, dessen Krümmung durch die stabile Form der unter Eigengewichtsspannung stehenden Tragseile vollständig verhindert wird (abgesehen von kleineren Störungen an den Enden). Diese kurzen Hinweise mögen genügen, um zu verdeutlichen, daß die Schwindspannungen und ihre Reaktionen bei statisch unbestimmten Systemen grundsätzlich anders gelagert sind als bei Systemen, die dem Schwinden mehr oder weniger stark nachgeben können.

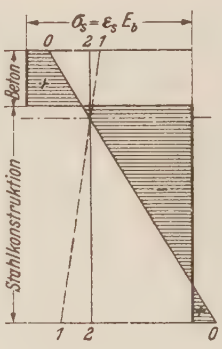

Abb. 1.

Aus der Größenordnung dieser Spannungen ergibt sich die Notwendigkeit, Baumaßnahmen zu ergreifen, um sie unschädlich zu machen. Dazu gehört in erster Linie das Bestreben, den Beton auf eine vorher unter Zugspannung gesetzte Stahlfaser aufzubringen. Diese Zugspannung kann z. B. durch eine Vorbiegung erzeugt werden (ein Verfahren, wofür Schutzrechte beantragt sind). Die Vordehnung ermöglicht bei der Freisetzung des Bauwerkes eine Verkürzung im gleichen Sinne wie das Schwinden, wobei die Schwindspannungen entsprechend verkleinert werden.

Schlußwort.

Prof. **Dörnen**, Dortmund-Derne: Wir sind am Schluß unserer Tagung über die elementaren Probleme. Die Vorträge und Berichte der ersten Tagung sollen dienen als Grundlage für die zweite Tagung. Wir wollen das Problem in aller Gründlichkeit, aber auch mit größter Beschleunigung weiter verfolgen. Ich danke allen Herren, die durch Referate oder durch Beiträge bei der Aussprache zum guten Erfolg der Tagung beigetragen haben. Der Zweck der Tagung, nämlich weite Kreise in die neue Technik einzuführen, dürfte m. E. erreicht sein.

Kurze Technische Berichte.

Schweizer Versuche mit Stahlverbundträgern.

Eingehende Messungen an Verbundkörpern wurden 1942/43 in der EMPA, Zürich, durchgeführt. Im folgenden werden einige kennzeichnende Versuchsergebnisse besprochen, die besonders geeignet sind, das Verständnis für die Wirkungsweise und das Verhalten der Stahlverbundträger aufzuzeigen. Wegen einer vollständigen Übersicht über die Ergebnisse dieser Versuche und der genauen Schlußfolgerungen daraus muß auf den Originalbericht verwiesen werden.

1. Versuche mit Dübeln.

Es wurden nur steife Dübel untersucht. Die Versuche an Verbundkörpern mit 1 bis 3 Dübelpaaren (konsolartig angeschweißte Stücke ½ I 20 von 120 mm Länge) zeigten u. a., daß die Bruchlast beim Scherversuch nicht etwa proportional mit der Zahl der Dübel ansteigt. Der Bruch trat ein infolge örtlicher Zerstörung des Betons an den äußersten Dübeln.

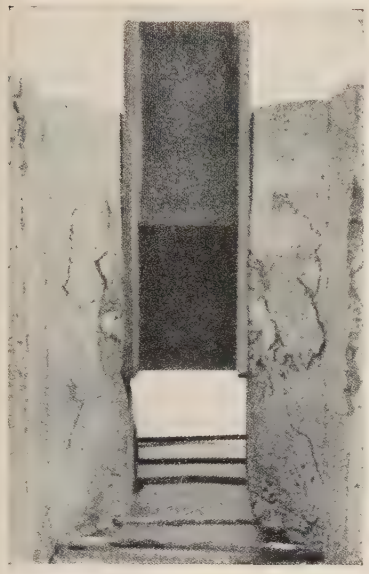

Abb. 1. Zerstörung des Betons (Scherkörper Typus 3).

Bei den Hauptversuchen wurden deshalb Versuchskörper mit je einem einzigen Dübelpaar benutzt, um die verschiedenen Einflüsse getrennt beobachten zu können. Es wurden Proben mit acht Dübeltypen untersucht: ½ I 14 (60 mm lang) allein und in Verbindung mit schrägen Rundstahlverankerungen L 70 · 70 · 9 (60 mm lang, symmetrisch aufgeschweißt, Typus 3), L 100 · 100 · 12 (120 mm lang, unsymmetrisch = Typus 4), ferner Schräganker allein, aus Rundstahl ⌀ 14 und Flachstahl 40 · 8 mm. Der mittlere Stahlträger war in allen Fällen I DIN 12. Die Abb. 1 zeigt einen Scherkörper (Typus 3) nach der Zerstörung.

Durch die schrägen Rundstahlanker wurde die Höchstlast merklich gehoben. Die Verschiebungen zwischen Stahlträger und Beton hängen stark von der Art des Dübels ab. Abb. 2 gibt ein Belastungs-Verschiebungs-Diagramm für den gleichen Versuchskörpertyp. Die elastischen Verschiebungen im Bereich der Gebrauchslasten waren bei allen untersuchten Typen von gleicher Größenordnung.

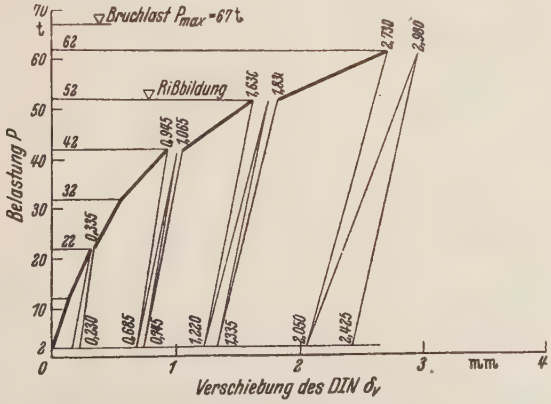

Abb. 2. Belastungs-Verschiebungs-Diagramm zu Scherkörper Typus 3.

Die Erschöpfung der Tragfähigkeit unter statischer Belastung erfolgte durch örtliche Zerstörung des Betons an den Dübeln. Die örtliche Betonpressung am Dübel erreichte bei guter Konstruktion etwa das 2,25fache der Prismendruckfestigkeit des Betons. Kleine Stirnflächen der Dübel sind vorteilhaft. Konstruktiv muß dafür gesorgt werden, daß die Querdehnung des Betons an den Dübeln wirksam behindert wird.

Die Verdübelung war mittels kräftiger Kehlnähte angeschweißt und für eine durchschnittliche Scherspannung von 750 kg/cm² bemessen, so daß ein Versagen der Dübel unter statischer Belastung nicht beobachtet werden konnte.

Unter Dauerbelastung (Ursprungsfestigkeit) ergab sich dagegen des öfteren Versagen der Dübel. Die Versuchskörper entsprachen dem Typus 4 (L 100 · 100 · 12), ferner Dübel L 80 · 120 · 14 und ½ I 18, die beiden letzteren je 80 mm lang und mit Rundstahlverankerung.

Die Erschöpfung der Schubkörper durch Ermüdung war hier durch die Dauerfestigkeit der Anschlußschweißungen bestimmt, die durchschnittliche Schubspannung erreichte i. M. 670 kg/cm², bezogen auf 1 Mio. Lastspiele. Der komplizierte Spannungszustand am Dübelanschluß ist dabei nicht berücksichtigt, so daß die obigen Zahlen nicht ohne weiteres verallgemeinert werden können. Die Versuche zeigten die große Bedeutung, die der sorgfältigen Ausführung der Schweißnähte zukommt. Symmetrische Dübelanordnungen verdienen ganz entschieden den Vorzug. Betonpressungen von 440 bzw. 354 kg/cm² auf der Stirnfläche der rückverankerten Dübel wurden im Dauerversuch ohne Schaden ertragen. Die schrägen Rückverankerungen bewirkten bei den Versuchen eine erhebliche Entlastung der Dübel, die mit rd. 25 % angegeben wird. Hochwertiger Beton ist notwendig, um einwandfreie Ergebnisse sicherzustellen.

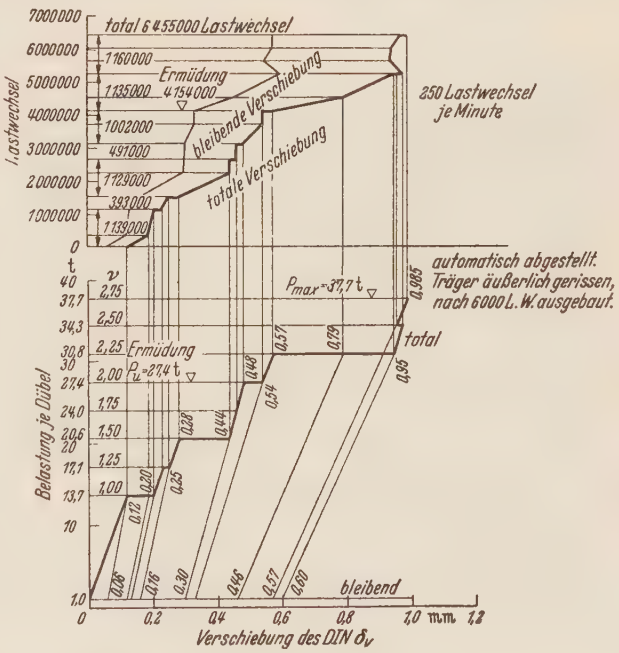

Abb. 3. Verschiebungen beim Dauerversuch (Typus 9).

Der Beginn der Erschöpfung fällt mit dem Auftreten der ersten Risse zusammen. Die Abb. 3 gibt die Verschiebungen als Funktion der Belastungshöhe. Der Dauerversuch ist auf verschiedenen Laststufen durchgeführt, z. B. für ν = 1,0fache Nutzlast mit n = 1,166 Mio. Lastwechseln, dann ν = 1,25fache Nutzlast n = 0,393 Mio usw. Man beachte, daß die Verschiebung immer weiter ansteigt und ein erhebliches Endmaß erreicht.

2. Stahlverbundträger.

Es wurden 5 Stahlverbundträger (Nr. 1 bis 5) von 4 m Stützweite untersucht. Die Einzelheiten sind der Abb. 4 zu entnehmen. Von den paarweise gleichen Trägern Nr. 1 und 3 sowie Nr. 2 und 5 wurde jeweils einer dem

statischen und der zweite dem dynamischen Biegeversuch unterworfen. Die Träger sind nach Schweizer Vorschriften für die Nutzlast N (je $P = 16$ t in den Viertelpunkten) bemessen, entsprechend ${}_{max}M = 17{,}0$ tm (einschl. Eigengewicht). Die Tragfähigkeit unter statischer Belastung entspricht dem Verhalten der Dübel. Es sind deutlich drei Phasen zu unterscheiden. 1. Phase: Proportionalbereich $P \leqq 1{,}25\,N$. Der Bereich ist begrenzt durch die ersten, sichtbaren Ablösungen zwischen Betonplatte und Stahlträger (Überwindung der Haftfestigkeit) 2. Phase: $P \leqq 2{,}0\,N$, bis zum Beginn des Fließens im Stahlträger. 3. Phase: Bis zur Bruchlast, gekennzeichnet durch stärkere Fließerscheinungen, $P_{Bruch} \geqq 2{,}65\,N$. Für $P > 2$ bis $2{,}5\,N$ werden die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Stahlträger und Betonplatte mit freiem Auge wahrnehmbar. Die drei Bereiche sind in Abb. 5 gut zu erkennen.

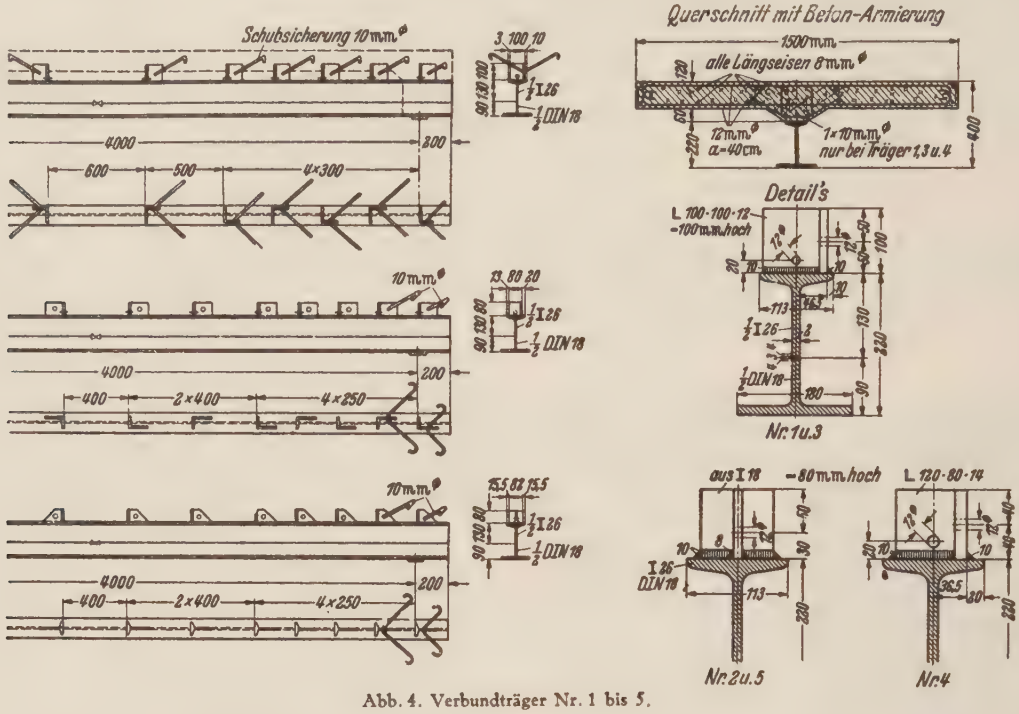

Abb. 4. Verbundträger Nr. 1 bis 5.

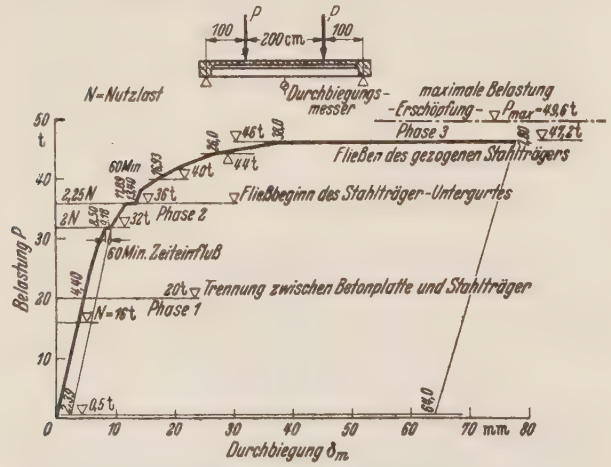

Abb. 5. Durchbiegung in Trägermitte (Abb. 2).

Die erste Trennung zwischen Betonplatte und Stahlträger infolge Überwindung der Haftfestigkeit an der Berührungsfläche ist in den Diagrammen deutlich zu erkennen. Etwa unter der gleichen Belastung sind auch die ersten, feinen Haarrisse im Beton festzustellen. Die Zeitdauer der Belastung ist in dem ersten Bereich noch von geringer Bedeutung, während die Verformungen im zweiten Bereich bereits deutlich mit der Zeitdauer der Belastung zunehmen. Ursache ist die plastsiche Zusammendrückung des Betons sowie die örtliche Verformung der Dübel. Die Abb. 6 zeigt den Verlauf der Stauchung auf der Oberseite der Betonplatte. Auch hier sind die drei Phasen festzustellen.

Die Bruchlast lag bei den statischen Biegeversuchen um etwa 1/3 höher als der Fließbeginn. Da der Hebelarm der inneren Kräfte für die Bruchlast merklich kleiner ist als für den elastischen Bereich, nehmen Z und D entsprechend zu.

Die Höchstlast ist erst erreicht, wenn ungefähr der ganze Querschnitt des Stahlträgers vom Fließen erfaßt ist. Berechnet man das Biegemoment im Bruchstadium mit der Annahme einer vollen Plastizierung des Stahlquerschnittes, so ergibt sich gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Wert. Die Berechnung der Bruchlast ist in Abb. 7 für den Träger 2 dargestellt. Bei voller Plastizierung des Stahlträgers ist die Zugkraft

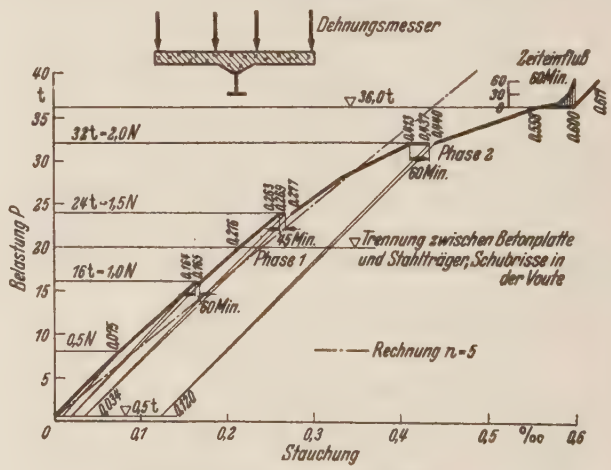

Abb. 6. Stauchung des Betons (Träger Nr. 2).

$$Z = F_e \cdot \sigma_s = 60 \cdot 3{,}00 = 180 \text{ t}.$$

Die Druckkraft im Beton $D = Z = 180$ t verteilt sich auf eine Fläche von

$$x \cdot b = D/{}_p\beta_d = 180\,000/400 = 450 \text{ cm}^2,$$

wenn ${}_p\beta_d = 400$ kg/cm² die Prismendruckfestigkeit ist und $x = 450/150 = 3{,}0$ cm die Höhe der $b = 150$ cm breiten

Druckfläche. Der wirksame Hebelarm ist damit $y = 29{,}7 - 3{,}0/2 = 28{,}2$ cm und das Bruchmoment ${}_{max}M = D \cdot y = 180 \cdot 0{,}282 = 51{,}3$ tm, im Vergleich zu dem gemessenen Wert 50,6 tm. Nach der EMPA-Formel mit parabelförmiger Spannungsverteilung (vgl. Abb. 7) ergibt sich praktisch der gleiche Wert. Die obige Rechnung gilt für Belastung von nicht zu langer Zeitdauer. Die Dauerstand-

Verschiebungen nehmen von der Mitte gegen die Trägerenden hin erheblich zu. Die Größe dieser Verschiebungen unterliegt besonders deutlich dem Zeiteinfluß.

Ein Zerquetschen des Betons in der Druckzone erfolgt erst sekundär. Der Verbund blieb trotz des Biegebruchs unbeschädigt. Für die Beurteilung dieser Versuchsergebnisse ist zu beachten, daß der Anschluß der Dübel sowie

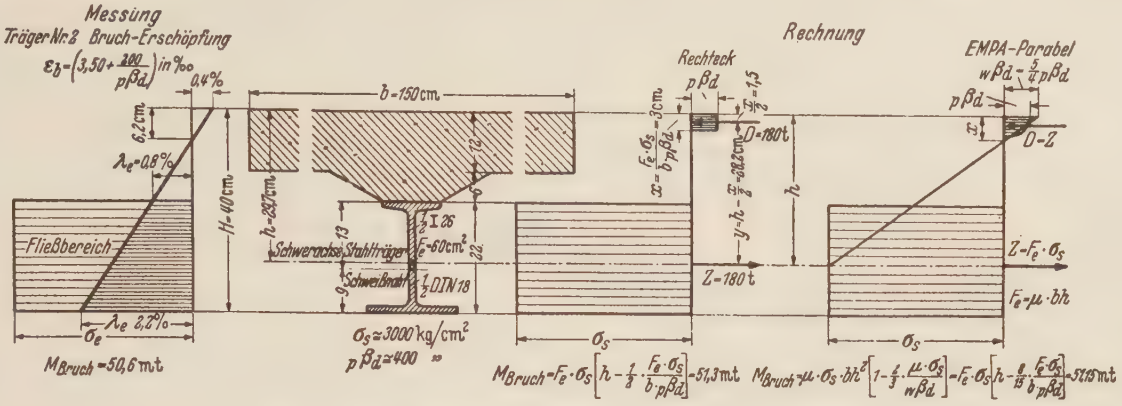

Abb. 7. Statisches Bruchmoment (Träger Nr. 2). Messung und Rechnung.

Fließgrenze des betr. Baustahles lag um 6 % bis 10 % niedriger als die im üblichen Zugversuch bestimmte Streckgrenze. Die zugehörige Bruchlast des Stahlverbundträgers fällt entsprechend niedriger aus.

Die Schubkraft auf einen Dübel (Abstand e) ist für Lasten unter der Fließgrenze

$$T = \frac{QS}{J}\, e$$

und für das Bruchstadium

$$T = \frac{Qe}{h - x/2}.$$

Für den Zustand der Gebrauchslasten besteht Übereinstimmung in den gemessenen und berechneten Durch-

die Druckflächen zwischen Dübel und Beton reichlich bemessen waren.

Für die Ermüdungsversuche wurden die gleichen Versuchskörperformen benutzt, wie für die statischen Versuche. In allen 3 Fällen nahm der Ermüdungsbruch im Stahlträger seinen Ausgang von der Anschlußkehlnaht eines Dübels. Die Bruchlasten waren etwa 1,75 N bzw. 1,23 N bzw. 1,15 N, also nur im ersten Falle ausreichend hoch.

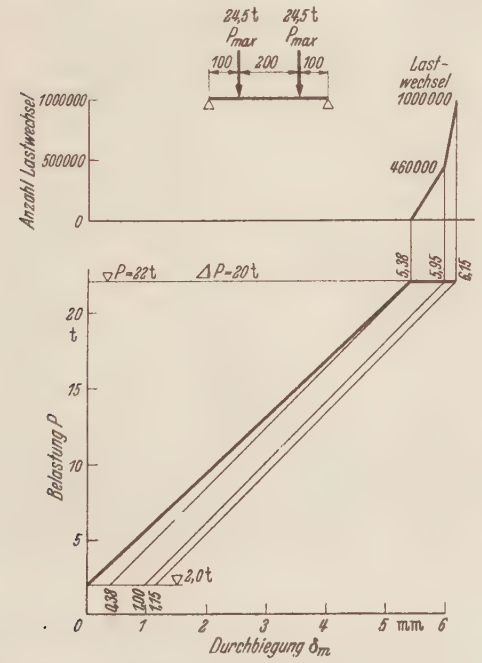

Abb. 8. Durchbiegung beim Dauerversuch. (Träger Nr. 5.)

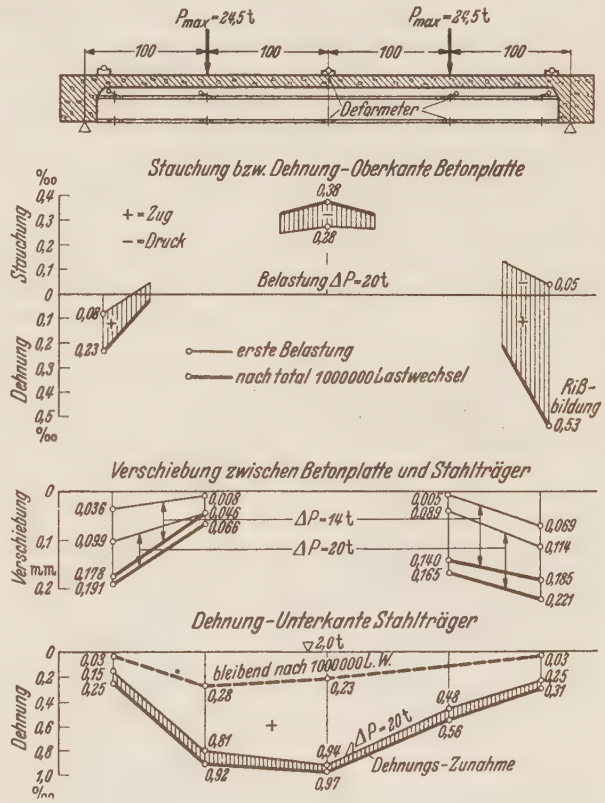

Abb. 9. Stauchung des Betons und Dehnung des Stahlträgers beim Dauerversuch. (Träger Nr. 5.)

biegungen, wenn die Zahl n den wirklichen Betoneigenschaften gemäß, d. h. zu $n = 5 - 6$, eingesetzt wird. Gleiches gilt für die Spannungsverteilung in Stahlträger und Betonplatte.

Interessant ist ferner die Messung der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger. Die

Die Ursprungsfestigkeit auf Abscheren der Schweißnähte wird zu durchschnittlich 700 kg/cm² angegeben. Bei der frühzeitigen Erschöpfung der beiden letzteren Träger spielen offenbar auch die zusätzlichen Spannungen an den Dübeln eine Rolle. Als weitere Ursachen sind mangelhafte Schweißungen bzw. zu schwache Dübel festgestellt

worden. Die im Dauerbiegeversuch ertragene Belastung betrug 0,58 bzw. 0,48 bzw. 0,38 der statischen Höchstlast.

Die dynamische Haftfestigkeit auf Schub zwischen Betonplatte und Stahlträger wurde bei etwa 0,75 N festgestellt. Die ersten, sichtbaren Haarrisse traten bei etwa 1,0 N auf.

Die Verformungen zeigen bei Dauerbelastung grundsätzlich ähnlichen Verlauf wie bei statischer Belastung. Sie sind nur durchweg größer. Abb. 8 zeigt das Anwachsen der Durchbiegungen bei ansteigender Zahl n der Lastwechsel und Abb. 9 die zugehörigen Werte der

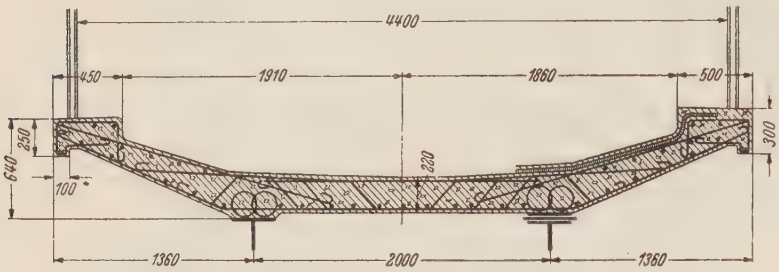

Abb. 10. Eisenbahnbrücke bei Bressonaz, Querschnitt.

Dehnung der Betonoberkante und des Stahlträger-Zuggurtes. Zwischen den zwei symmetrisch wirkenden Einzellasten blieb der Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte unbeschädigt. An den Trägerenden dagegen wird der Verbund jedoch allmählich gelöst und schließlich zerstört.

Zusammenfassung: Durch die Versuche wird bestätigt, daß das Verhalten der Stahlverbundträger den theoretischen Voraussagen entspricht, wenn man für den Bereich der Gebrauchslasten mit $n = 5$—6 rechnet. Dies gilt insb. auch für die Spannungsverteilung. Die Annahme ebenbleibender Querschnitte ist bis etwa $P = 2\,N$ ausreichend zutreffend. Der Einfluß der Zeitdauer der Belastung wird erst für erheblich höhere Belastungen sichtbar. Dabei sind Belastungen von kürzerer Zeitdauer gemeint und nicht etwa ständig wirkende Belastungen, die zum Kriechen führen.

Die Dübel sollen ausreichend stark und nicht zu groß sein. Dübel mit symmetrischer Anordnung verdienen unbedingt den Vorzug. Dünnwandige Dübel können zu vor-

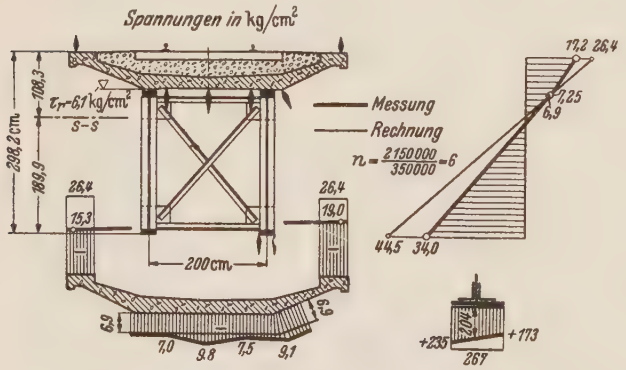

Abb. 11. Eisenbahnbrücke bei Bressonaz. Spannungsverteilung. Messung und Rechnung.

zeitigem Versagen führen. Die Verformungen können durch zweckmäßige Konstruktion sowie durch hochwertigen Beton stark eingeschränkt werden. Rundstahlverankerungen haben die Verformungen ebenfalls merklich vermindert. Die Durchbiegungen in Trägermitte unter $P = N$ betrugen im Mittel

	gesamt	elast.	bleibend
statisch	4,0	3,5	0,5 mm
nach n = 1 Mio. Lastwechseln	4,8	3,8	1,0 mm

und die gegenseitigen Verschiebungen (auf 100 mm Meßstrecke) zwischen Stahlträger und Betonplatte

für Belastung mit	1,0 N	1,5 N
statisch	0,035	0,075 mm
dynamisch (n = 1 Mio.)	0,175	0,210 mm

Bei konstruktiv richtiger Durchbildung kann auch genügende Widerstandsfähigkeit gegen Dauerbruch erreicht werden. Der Dauerbruch erfolgte bei den Schweizer Versuchen in allen Fällen durch Versagen des Stahlträger-Obergurtes an den Dübelschweißungen. Als Maßstäbe für die Höhe der dynamischen Belastung sind gewählt worden die mittl. Schubbeanspruchung in den Dübelschweißnähten und die größte Anstrengung (nach der Gestaltänderungs-Hypothese) des Stahlträgers.

3. Messungen an der Eisenbahnbrücke der Schweiz. Bundesbahn bei Bressonaz (1937).

Im Bereiche der Nutzlast sind die Feststellungen im Laboratorium durch statische Belastungsversuche an ausgeführten Brücken bestätigt.

Die Abb. 10 zeigt den Querschnitt der 25,04 m weit gespannten Balkenbrücke, die vollwandigen Hauptträger sind geschweißt. Der Fahrbahntrog aus Stahlbeton ist mittels Spiralen auf dem Obergurt der Stahlträger festgeschweißt. Für einen bestimmten Belastungsfall wurden

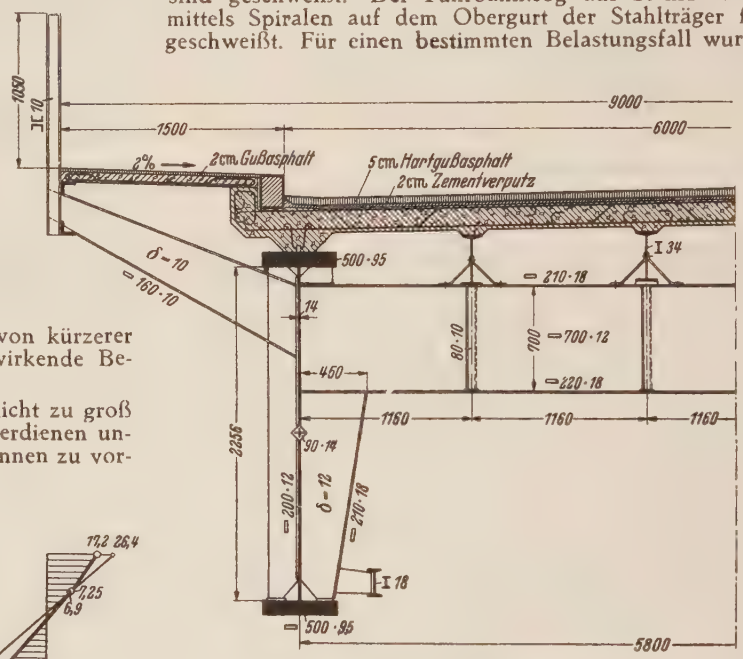

Abb. 12. Straßenbrücke Zagreb. Querschnitt.

die in Abb. 11 dargestellten Spannungswerte gemessen. Zum Vergleich sind auch die mit $n = 6$ errechneten Werte angegeben. Die Unterschiede zwischen Messung und Rechnung sind hier beachtlich. Über ihre Ursachen ist nichts Näheres bekannt. (Vielleicht liegen sie in den durchlaufenden Eisenbahnschienen usw.)

4. Messungen an der Save-Brücke Zagreb (1938—39).

Wegen der Konstruktion dieser Straßenbrücke vergl. Bauingenieur 22 (1941) S. 1—9. Die geschweißten vollwandigen Balken laufen über 4 Öffnungen von rund 55 m Stützweite durch. Der Brückenquerschnitt ist aus Abb. 12 zu entnehmen. Die im folgenden auszugsweise wiedergegebenen Ergebnisse der Probebelastung zeigen, daß der Hauptträger zusammen mit der Stahlbeton-Fahrbahn als einheitlicher Stahlverbundträger wirkt. Die Biegesteifigkeit des Balkens wird durch die schubfest verbundene

Fahrbahnplatte etwa auf das Doppelte erhöht, wie man z. B. aus den Biegelinien Abb. 13 erkennt. Die Abbildung zeigt jeweils außer den Mittelwerten der gemessenen Durchbiegungen und Winkeldrehungen auch die Rechnungswerte nur für den Stahlträger (ohne Berücksichtigung der Fahrbahnplatte) sowie die Rechnungswerte für den Stahlverbundträger (mit Berücksichtigung der Fahrbahn, wobei $n = 6$ gesetzt wurde).

Die Spannungsmessungen (Abb. 14) in der Mitte der Öffnungen 3 und 4 zeigen die starke Entlastung des Stahlbalkens auf der Druckseite, während die Abminderung der Zugspannungen weniger bedeutend ist. Die Messung im Querschnitt über der Stütze *IV* zeigen ebenfalls eine starke Abminderung der Spannungen. Bei der Aufnahme der negativen Biegemomente wirkt die Fahrbahnplatte also ebenfalls erheblich mit. Über die Zugspannungen in der Betonplatte fehlen entsprechende Angaben. Es ist jedoch offensichtlich, daß die Mitwirkung der Betonplatte im vorliegenden Falle nicht das gleiche Ausmaß hat wie in Feldmitte. Einzelheiten über die Fahrbahnausbildung über der Stütze sind nicht bekannt.

Man beachte auch die Verschiebungen der Nullinie, die in den Feldmitten groß, am Stützenquerschnitt dagegen wesentlich kleiner sind.

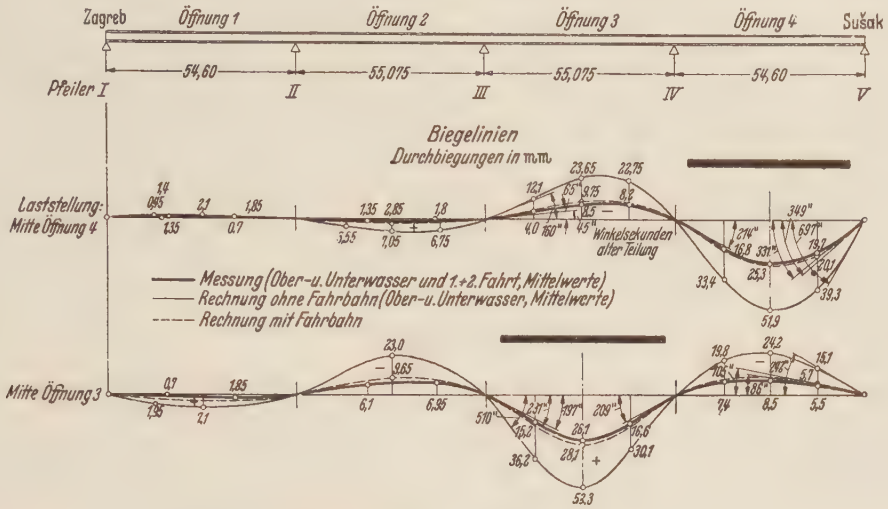

Abb. 13. Straßenbrücke Zagreb. Biegelinien. Messung und Rechnung.

Die Messungen zeigen, daß die Theorie der Stahlverbundträger auf durchaus gesicherten Grundlagen aufbaut. Sie lassen zugleich die Voraussetzungen erkennen, die erfüllt werden müssen, um gute Bauwerke zu erstellen. Der Originalbericht bietet viele weitere Erkenntnisse über die Eigenschaften der Stahlverbundträger, so daß seine Lektüre sehr zu empfehlen ist.

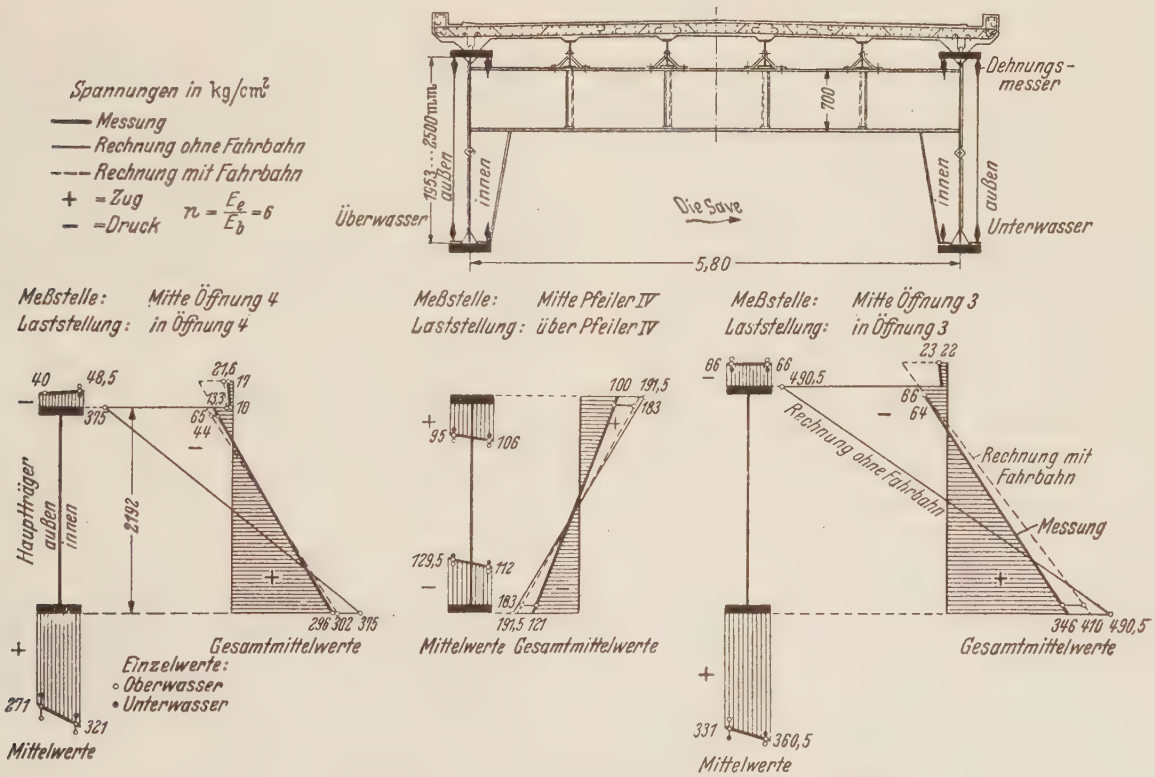

Abb. 14. Straßenbrücke Zagreb. Spannungsdiagramme. Messung und Rechnung.

[Nach M. Roš: Träger in Verbund-Bauweise. Eidgen. Mat.- und Versuchsanstalt Zürich, Bericht Nr. 149, Zürich 1944. — Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Roš danke ich für die Erlaubnis zur Wiedergabe der vorstehenden Ausführungen und der Abb. 6, 9, 24, 33, 53, 55, 80, 82, 90, 118, 120, 123, 126 und 127.]

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Betonfahrbahnen von Straßenbrücken.

(Bericht über amerikanische Versuche.)

Mit dem Ziel, das Verhalten von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton unter verschiedenen Bedingungen zu untersuchen und vereinfachte Berechnungsverfahren zu entwickeln, wurde von der Versuchsanstalt der Universität Illinois (Urbana, USA) in Zusammenarbeit mit der Illinois Division of Highways und der US Public Roads Administration im Jahre 1936 ein außerordentlich umfangreiches Forschungsprogramm in Angriff genommen [1]. Es wurden eingehende theoretische Untersuchungen angestellt und auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse zahlreiche Versuchsreihen durchgeführt, um Richtigkeit und Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Berechnungsverfahren zu überprüfen. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Wirkung von konzentrierten Lasten und Lastgruppen, wie sie in der Praxis durch schwere Rad- und Achslasten gegeben sind, sowie dem Verhalten der unterstützenden Träger gewidmet. Sehr eingehend wurde auch die sog. „slab and stringer bridge" ohne und mit Verbund zwischen Platte und Träger überprüft.

Den Versuchen wurden gut durchgearbeitete Entwürfe zugrunde gelegt, unter Beachtung der in den AASHO festgelegten Spannungen von 1,26 t/cm² für Stahl einschl. Betonstahl und 70 kg/cm² für Beton. Neben Messungen an ausgeführten Bauwerken fanden in der Hauptsache Untersuchungen an Modellen im Maßstab 1 : 2 bis 1 : 5 statt, wobei auf die möglichst getreue Nachbildung der durch die konzentrierten Raddrücke gegebenen Lastverhältnisse besondere Sorgfalt gelegt wurde. Der nach den amerikanischen Vorschriften übliche Standard-Lastwagen H besteht aus 2 Achsen im Abstand von 4,27 m bei einem Abstand der Räder von 1,83 m. Jedes Hinterrad trägt 40 %, jedes Vorderrad 10 % des Gesamtgewichtes, durch welches der Lastwagen gekennzeichnet wird, z. B. H 20, H 15. Die Wagenbreite ist dabei mit 3,05 m anzunehmen.

Anfang 1947 war der größte Teil der Versuche sowie deren Auswertungen abgeschlossen und fand seine Zusammenfassung in einer Reihe von einfachen Bemessungsformeln. Da sich die Untersuchungen mit einem Gebiet befassen, das ebenfalls im deutschen Brückenbau von großer Bedeutung ist, wird im folgenden über einige besonders interessierende Abschnitte berichtet.

Verbundträger.

Über die theoretischen Untersuchungen und Versuchsergebnisse mit Verbundträgern aus I-Stahlträger und Betonplatte berichtet Siess [3]. Obwohl der Gedanke der Verbundwirkung nicht neu ist, fällt die Anwendung im Straßenbrückenbau erst in die jüngste Zeit. Bei dem Verbundträger übernimmt die Betonfahrbahnplatte neben ihrer ursprünglichen Aufgabe der örtlichen Kraftübertragung auf die unterstützenden Träger als zweite, zusätzliche Funktion die Mitwirkung als Hauptträgerobergurt.

Infolge dieser besseren Ausnutzung der Platte wird sogleich die Frage der Baustoffersparnis bei den Stahlträgern aufgeworfen. Je nach Art des verwendeten Stahlprofils schwankt diese Ersparnis gegenüber der nicht verbundenen Konstruktion im allgemeinen von 8 % bei Walzträgern bis 30 % bei geschweißten Querschnitten. Gleichzeitig tritt eine Erhöhung der Trägersteifigkeit um das Mehrfache ein.

Dabei ist zu beachten, daß bei der üblichen Montage ohne Hilfsstützen die Stahlträger ihr Eigengewicht und das Gewicht der aufgebrachten Betonplatte allein tragen müssen und infolgedessen die Durchbiegungen aus Eigengewicht größer werden, während die Verkehrslast auf den Verbundträger wirkt und damit geringere Durchbiegungen erzeugt. Die Erhöhung der Durchbiegung infolge Eigengewicht ist allerdings von geringerer Bedeutung, da diese durch entsprechenden überhöhten Zusammenbau ausgeglichen werden kann. Dagegen ist die geringere Durchbiegung aus der Verkehrslast unbedingt als Vorteil anzusprechen.

Die Ersparnis an Stahlgewicht ist an Hand einer Reihe von Entwürfen mit Spannweiten von 9 m bis 27 m und 1,5 bis 2,1 m Trägerabstand unter Zugrundelegung der Lastenzüge H 15 und H 20 (Tabelle 1) untersucht worden. Wie die rechnerischen Untersuchungen und auch die Versuche gezeigt haben, ist die lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte bei Verbundträgern infolge der größeren Steifigkeiten der Längsträger nicht so groß wie bei nicht verbundenen Trägern, so daß die einzelnen Verbundträger bei diesen Plattenbalkenbrücken einen größeren Lastanteil übernehmen müssen. Nach einem früheren Vorschlag wurde der Lastanteil der Hauptträger mit $k = b/1{,}83$ bzw. $b/1{,}68$ für Nichtverbund bzw. für Verbundträger berechnet. Diese Empfehlung setzt also für Verbundträger ein rd. 9 % größeres Moment an. Newmark empfiehlt $b/1{,}74$ bzw. $b/1{,}62$, also eine 7,5proz. Erhöhung für die Verbundträger.

Tabelle 1. Vergleich der Stahlträgergewichte bei Verbundträgern.

Träger ohne Verbund	Verbundträger: Symmetrische Walzträger, ohne zusätzliche Gurtlamellen, ohne Hilfsstützen beim Betonieren	Symmetrische Walzträger, ohne zusätzliche Gurtlamellen, mit Hilfsstützen beim Betonieren	Symmetrische Walzträger, mit[1] zusätzlichen Gurtlamellen, ohne Hilfsstützen beim Betonieren	Symmetrische Walzträger, mit[1] zusätzlichen Gurtlamellen, mit Hilfsstützen beim Betonieren	Unsymmetrische Walzträger ohne Hilfsstützen	Aus ungleichen T-Profilen zusammengesetzte Träger ohne Hilfsstützen	Geschweißte Träger, ohne Hilfsstützen	Geschweißte Träger, mit Hilfsstützen
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
100	92	77	76	64	82	82	69	40—60
	100	84	83	70	89	89	74	45—70
		100	99	83	106	106	88	53—75

[1] Durchschnittsgewicht bei einer Lamellenlänge von 0,6 der Trägerlänge.

Die Vergleichswerte in Tabelle 1 wurden berechnet unter der Annahme, daß bei der Ausführung ohne Hilfsstützen der Stahlquerschnitt allein das Eigengewicht trägt und nur die Verkehrslast von dem Verbundquerschnitt aufgenommen wird, und daß bei Ausführung mit Hilfsstützen sowohl Eigengewicht wie Verkehrslast von dem Verbundquerschnitt aufgenommen werden. Bei den zugrundegelegten Gewichten sind die Verbindungsmittel nicht berücksichtigt.

Die durchschnittliche Gewichtsersparnis beträgt bei symmetrischen Walzprofilen, wie in Spalte 2 angegeben, 8 %, bei beschränkter Bauhöhe kann diese Ersparnis doppelt so groß sein.

Es ist klar, daß durch die Verlegung der Schwerlinie nach oben infolge der Mitwirkung der Betonplatte die Verwendung von unsymmetrischen Stahlprofilen mit stärkerem Untergurt größere Gewichtsersparnis verspricht. Während durch Anordnung einer unteren Gurtplatte bei Walzprofilen etwa 24% Ersparnis erzielt werden, kann durch Verwendung eines unsymmetrischen Profils eine solche von 31 %, das sind 26 % gegenüber der Ausführung mit Walzprofilen, erreicht werden. Bei diesem Vergleich ist, um Aussteifungen entbehrlich zu machen, die Stegblechstärke nicht geringer als $^1/_{87}$ der freien Stegblechhöhe gewählt, und es ist ferner ein geringster Oberflanschquerschnitt von 152 · 10 mm² angeordnet, um den erforderlichen Platz zum Anbringen der Schubverbindungen zu gewährleisten.

Es ist oben die Frage des unsymmetrischen Walzprofiles aufgeworfen. Die Querschnittsform könnte entsprechend dem geschweißten Profil angenommen werden, welches 26 % Ersparnis bringt. Die tatsächliche Gewichtsersparnis würde, da nur bestimmte Profiltypen und Größen hergestellt werden können, jedoch geringer sein und sich in der Größenordnung von 11 % bewegen.

Die Arbeiten an unsymmetrischen Walzprofilen sind von den amerikanischen Stahlwerken seit 1938 aber fast eingestellt worden, da die Anzahl der erforderlichen Profiltypen zu groß geworden wäre. Bekanntlich führte die Ent-

wicklung sogar dazu, die symmetrischen Profile auf ein Mindestmaß einzuschränken.

Eine größere Gewichtsersparnis — wie aus Tabelle 1, Spalte 3, 5 und 9 hervorgeht — kann durch Unterstützung während des Zusammenbaues bis zur Erhärtung der Betonplatte erreicht werden, weil dann das Eigengewicht und die Verkehrslast von dem wesentlich größeren Verbundquerschnitt aufgenommen werden. Bei der Vergleichsrechnung wurde angenommen, daß die Träger durchlaufend unterstützt sind. In der Praxis ist jedoch nur mit ein bis drei Stützen zu rechnen. Bei einer Stütze wird die Größtspannung im Untergurt infolge Eigengewichts 3 bis 6 % geringer als bei kontinuierlicher Unterstützung, während sie bei zwei bis drei Stützen etwa 1—3 % größer wird.

Eine günstig wirkende Vorspannung in den Stahlträgern ließe sich ferner durch Hochdrücken der Träger vor Betonieren der Betonplatte erzeugen.

Wendell [5] weist darauf hin, daß eine Ersparnis an Stahlgewicht bei den hohen Arbeitslöhnen nicht unbedingt einer Kostenersparnis gleichzusetzen ist. Nach den heutigen Preisen in USA muß eine Materialersparnis von mindestens 20 % erreicht werden, um z. B. die erhöhten Kosten für eine schubfeste Verbindung in Form von auf den Obergurt aufgeschweißten Rundstahlspiralen auszugleichen. Diese Art der Verbindung hat sich bei vielen Ausführungen als geeignet erwiesen, aber bislang nicht voll durchgesetzt. Durch die Wahl von dünneren Stegblechen mit geeigneten Versteifungen kann eine weitere Stahlersparnis erzielt werden.

Wendell wendet ferner ein, daß vom wirtschaftlichen Standpunkt aus auch die Montageunterstützung in den meisten Fällen keinen großen Vorteil bringt, da durch die zusätzlichen Kosten der Unterstützung das gewonnene Stahlgewicht mehr als ausgeglichen wird.

Dem Versuchsprogramm für Verbundträger zugrunde lagen Ausführungsentwürfe von einer Reihe von geraden, einfach gespannten Brücken und schiefen Brücken mit Winkeln von 30 und 60° von 6,1 und 18,3 m Spannweite, wobei die Modelle in einem Viertel der natürlichen Größe ausgeführt waren. Als Belastung kam entsprechend den Raddrücken von ein oder zwei Lastwagen nebeneinander zwei oder vier konzentrierte Lasten in Frage. Neben Spannungsmessungen in Träger und Platte sowie Durchbiegungsmessungen wurde auch der Schlupf zwischen Platte und Träger bestimmt. Außerdem wurde eine Reihe von Versuchen an kleineren Verbundträgern von den in Abb. 1 wiedergegebenen Abmessungen ausgeführt, um die Wirkung der Verbindungsdübel aus [-Stahlstücken zu überprüfen.

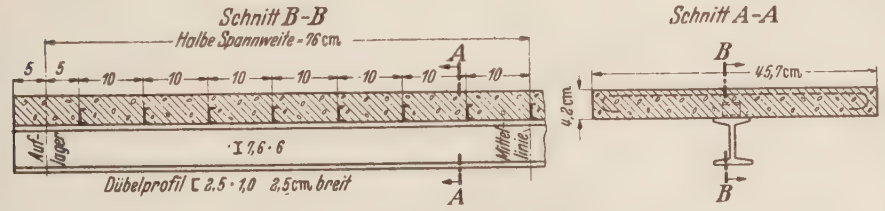

Abb. 1. Probebalken für Dübelversuche.

Slack [4] weist in einer Zuschrift darauf hin, daß 1930 bis 1932 unter seiner Leitung bereits eine Reihe Messungen über die Verbundwirkung durchgeführt worden ist an einer 19 m langen Brücke mit einer 6,7 m breiten, 19 cm starken Betonfahrbahn auf 5 Längsträgern. Ein Teil der Träger wurde mit festem Verbund durchgeführt in der in Abb. 2 dargestellten Weise. Die Betonfestigkeit betrug nach 28 Tagen rd. 250 kg/cm². Der Zusammenbau fand mittels Hilfsstützen in den Viertelpunkten statt. Nach Erhärten der Betonplatte wurde abgelassen und in Brückenmitte eine Last von 15 t auf Träger 2 und 4 verteilt aufgebracht. Aus den in Tabelle 2 aufgeführten, auf den Beton ($n = 7{,}5$) bezogenen, aus Messungen gewonnenen Spannungswerten infolge Verkehrslast allein geht klar hervor, daß bei Träger 2 als einheitlicher Querschnitt die Platte eine höhere Spannung erhält und die Nullinie ungefähr in der erwarteten Höhe liegt, während

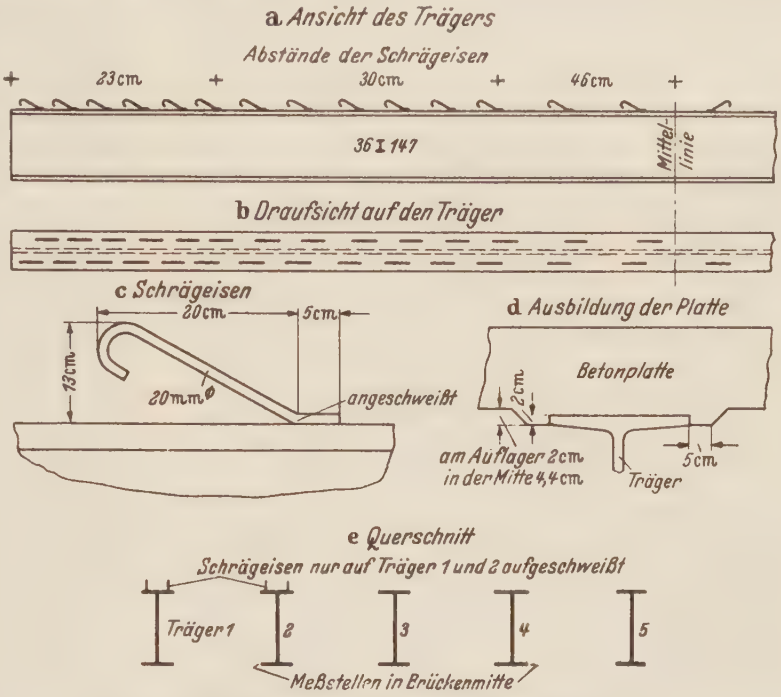

Abb. 2. Versuchsbrücke von 18,8 m Spannweite, Trägerhöhe 0,91 m und Trägerabstand 1,27 m bei einer Plattenstärke von 19 cm.

bei Träger 4 ohne Verbund die Nullinie in Mitte des Stahlträgers liegt und der Spannungsunterschied zwischen Platte und Trägeroberkante auf einen beträchtlichen Schlupf zwischen diesen beiden Teilen hinweist.

Tabelle 2.

	Träger 2 mit Verbund kg/cm²	Träger 4 ohne Verbund kg/cm²
Plattenoberkante	— 7,0	— 4,6
Trägerobergurt	— 5,64	— 14,3
Trägeruntergurt	+ 15,1	+ 14,0

Wesentlich bei Verbundträgern ist die Frage, inwieweit durch Schubdübel ein festes Zusammenwirken der beiden Bauelemente Platte und Träger sichergestellt werden kann. Dabei ist die erste Forderung, daß zwischen beiden Teilen keine Verschiebung (Schlupf) stattfindet. Abb. 3 zeigt, bis zu welchem Grade diese Forderung erfüllt ist im Verhältnis zu den nicht festverbundenen Plattenträgern. Der größte gemessene Schlupf bei Verbundträgern war geringer als 0,0015 cm.

Die Auswirkungen dieses Schlupfes auf die Dehnungsverteilung zeigt Abb. 4. Die gestrichelte Linie gibt den Dehnungsverlauf nach der Rechnung bei solchem Verbund wieder, die ausgezogene Linie die Verbindung der gemessenen Dehnungswerte.

Bei dem Verbundträger *T 1* mit einem Schlupf ,der den Versuchen in Abb. 3 entspricht, ist die Übereinstimmung der Dehnungswerte mit der Rechnung gut. Die Erhöhung der maßgebenden Dehnung im Untergurt ist unbedeutend. Der Verbundträger *T 2* ist ähnlich wie für *T 1* ausgeführt, nur daß die Druckfestigkeit des Betons erheblich geringer war. Der daraus resultierende größere Schlupf bewirkt einen großen Sprung in dem Dehnungsverlauf an der

Fuge. Die Erhöhung der unteren Trägerdehnung ist auch hier noch gering. Die Dübel bei Versuchsbalken T 3 waren wesentlich schwächer als bei den beiden vorhergehenden mit dem Erfolg, daß ein wesentlich größerer Schlupf auftrat, verbunden mit einem größeren Dehnungssprung in der Berührungsfuge. Daraus ist zu schließen, daß die Auswirkung des Schlupfes hauptsächlich nur in der Berührungsfuge auftritt und daß die Erhöhung der unteren Flanschdehnung unbedeutend ist.

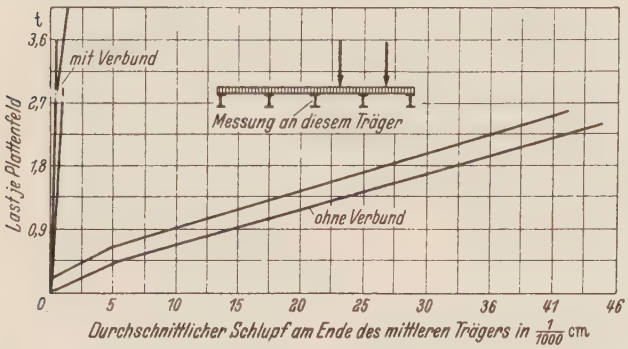

Abb. 3. Last-Schlupf-Kurve aus Versuchen an Modellen von 1,52 m Spannweite mit 2 Radlasten.

In den Versuchen trat, wie zu erwarten, der größte Schlupf am Ende des Versuchsbalkens auf und ging bis zu dem Lastpunkt in der Mitte des Verbundträgers auf Null zurück. Die Dehnungen werden in den Viertelpunkten nur noch geringfügig von dem Schlupf beeinflußt, so daß die Auswirkung des Schlupfes auf den Dehnungsverlauf nur auf den nächsten Bereich beiderseits der konzentrierten Last beschränkt erscheint. Aus den Versuchen ist die Schlußfolgerung zu ziehen, daß auch bei nachgiebigen Dübeln die volle Verbundwirkung angenommen werden kann.

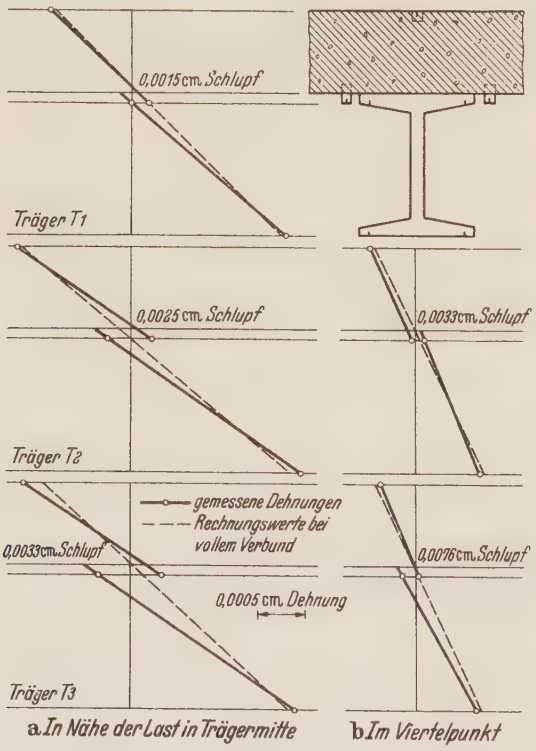

Abb. 4. Vergleich von gemessener und berechneter Dehnungsverteilung für eine Last von 2,3 t in Trägermitte.

Furrer [7] macht einen interessanten Versuch, mit Hilfe des von Stüssi [10] entwickelten Berechnungsverfahrens die Spannungsverteilung unter Berücksichtigung des Schlupfes festzustellen. Die Übereinstimmung mit den tatsächlich gemessenen Werten ist allerdings nicht sehr groß, während ein von Newmark 1943 aufgestelltes, bisher nicht veröffentlichtes Verfahren unter Zugrundelegung kontinuierlicher Schubverbindung mit Hilfe von Fourier-Reihen im Vergleich dazu eine wesentlich bessere Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse erreichte.

Versuche über die tatsächliche Mitwirkung der Platte bestätigen, daß die Spannungsverteilung über den Plattenquerschnitt sowohl im Bereiche der Last als auch im größeren Abstand davon fast konstant war.

Die Querschnittswerte des Verbundträgers hängen direkt von dem Verhältnis n der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton ab. Die Empfindlichkeit der Querschnittswerte gegen Änderung ist jedoch gering, z. B. bei einer Änderung von n um 28 % ändert sich das Trägheitsmoment um 7 bis 9 %, das Widerstandsmoment, bezogen auf den unteren Flansch, um 3 % und die horizontale Schubkraft in der Berührungsfuge um 11 %. Da diese Änderungen nicht von allzu großer Bedeutung sind, kann nach Siess [3] mit $n = 10$ gerechnet werden. Um bei Dauerlasten die plastischen Verformungen zu erfassen, wird $n = 30$ vorgeschlagen, was eine Verringerung des Trägheitsmomentes um 25 %, einen Abfall des Widerstandsmomentes, bezogen auf die untere Flanschfaser, um 10 % sowie eine Verminderung der waagrechten Schubkraft in der Berührungsfuge um 25 % bedeutet. Da diese plastischen Formänderungen jedoch erst nach einiger Zeit eintreten, müssen die Verbindungsdübel sicherheitshalber für $n = 10$ bemessen sein.

Die Bedenken, die Slack [4] und auch Wendell [5] hinsichtlich des Wertes $n = 30$ zur Erfassung der plastischen Verformungen des Plattenbetons äußern, sind berechtigt. Diese vorgeschlagene Näherung kann natürlich nicht an Versuchen mit kleinen Modellen, sondern nur an tatsächlich ausgeführten Bauwerken überprüft werden, wobei auch dies noch durch den unregelmäßigen Verlauf des Schwindens und Temperatureinflüsse sehr erschwert wird. [Es wäre hier darauf hinzuweisen, daß es nach deutschen Untersuchungen überhaupt zu bezweifeln ist, daß man diesen Einfluß durch die Wahl eines festen Wertes n allein und für alle Fälle genügend zutreffend beurteilen kann. Der betr. Wert n muß mit dem Kriechmaß variiert werden. Man vgl. auch dieses Heft S. 84 u. 92. Bem. d. Herausg.]

In den meisten Fällen stehen beim Entwurf Abstand der Träger und Stärke der Betonfahrplatte fest, so daß sich das Problem auf die Wahl eines geeigneten Stahlprofils beschränkt, welches in Zusammenwirkung mit der Platte die bekannten äußeren Kräfte aufzunehmen hat.

Beim geschweißten Querschnitt wird die beste Ausnutzung erreicht, wenn Ober- und Untergurt gleichmäßig beansprucht werden, eine Forderung, die besonders bei nichtunterstützten Brücken auf Schwierigkeiten stößt, weil dort der Stahlträger das gesamte Eigengewicht allein aufnehmen muß.

Die folgende, von Siess [3] für übliche Verhältnisse vorgeschlagene Entwurfsformel beruht auf einer Stegblechstärke von $^1/_{87}$ der freien Stegblechhöhe. Mit F_0 und F_u wird die Fläche des Obergurtes bzw. des Untergurtes bezeichnet:

$$F_u = F - 16\ [\mathrm{cm}^2]\ ,$$

$$F_o = 0{,}8 \cdot F - 39\ [\mathrm{cm}^2]\ ,$$

$$F = \frac{M_{g+q\,p}}{\sigma_{St} \cdot d}\ ,$$

mit d als Abstand der beiden Flanschschwerpunkte und σ_{St} als zulässige Stahlspannung.

Ergibt sich die Spannung im Ober- oder Untergurt verschieden von σ_{St}, so kann der Flächenquerschnitt auf folgende Art berichtigt werden: σ sei die gewünschte Spannung im Flansch, σ' die vorhandene Spannung, F die gesuchte Flanschfläche, welche die Spannung σ ergibt, F' der vorhandene Querschnitt, welcher die Spannung σ' ergibt, und F_s die gesamte Stegblechfläche. Dann gilt

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{F + 0{,}4\,F_s}{F' + 0{,}4\,F_s}\ .$$

Die Berechnung kann voneinander unabhängig für beide Flanschen durchgeführt werden. Der Einfluß der Stegblechstärke ist dabei allerdings von wesentlicher Bedeutung. Für das Verhältnis $^1/_{50}$ an Stelle von $^1/_{87}$ ergibt sich:

$$F_u = 0{,}95\,F - 16\ [\mathrm{cm}^2]\ ,$$

$$F_o = 0{,}80\,F - 48\ [\mathrm{cm}^2]\ .$$

Dübel.

Von außerordentlicher Bedeutung bei Verbundträgern sind die Dübel, welche die Aufgabe haben, zwischen der Platte und den Trägern einen festen Verbund herzustellen, so daß der Querschnitt als einheitliches Ganzes wirkt.

Als Verbundmittel kommen in Frage: [- oder T-Stahl, Winkel, Platten oder andere Elemente, die auf den Trägeroberflansch aufgeschweißt oder aufgenietet in den Beton eingreifen. Zwei Forderungen sind an diese Verbindungsdübel zu stellen: erstens dürfen sie keinerlei gegenseitige Bewegung von Platte und Träger gestatten, und zweitens müssen sie so stark bemessen sein, daß sie die Schubkräfte sicher aufnehmen. Die Beanspruchung der Dübel setzt die Kenntnis der Kraftverteilung über die Höhe und Breite der Dübel voraus.

Die auf jedes Verbindungsstück wirkende Gesamtkraft errechnet sich aus der waagrechten Schubspannung zwischen Träger und Platte mal dem Abstand der Verbindungsstücke. Die feste Verbindung zwischen Platte und Trägeroberflansch bewirkt außerdem eine Erhöhung der natürlichen Reibungswiderstände in der Berührungsfläche.

Newmark [1] schlägt vor, die Kraftverteilung über die Höhe der Verbindungsstücke dreieckförmig (linear) anzunehmen, wobei darauf zu achten ist, daß bei Übertragung der Kräfte auf den Beton die zulässigen Betonspannungen nicht überschritten werden. Der Abstand der Verbindungsstücke sollte das 3- bis 4-fache der Plattenstärke nicht überschreiten. Siess [3] weist auf die Tatsache hin, daß die Dübel mit veränderlicher Belastung beansprucht werden, insbesondere wenn nur die Verkehrslast von dem Verbundquerschnitt aufgenommen werden muß. In der Mitte der Träger tritt infolge Verkehrslast jeweils eine Umkehrung der Schubkräfte auf, so daß in diesem Bereich die Dübel eine Wechselbelastung erfahren. In den Endbereichen der Träger tritt dagegen eine Schwellbelastung infolge Verkehrslast auf. Diese Dauerbeanspruchung der Dübel, verbunden mit evtl. Spannungsspitzen in Nähe der Schweiß- oder Nietstellen läßt die Wichtigkeit einer genauen Überprüfung der Dauerfestigkeit dieser Bauart erforderlich erscheinen. [Zusatz des Herausgebers: Über derartige Dauerversuche berichtet M. Roš: Träger in Verbund-Bauweise, EMPA-Bericht Nr. 149, Zürich 1944. Man vgl. den vorstehenden Bericht.]

Eine weitere zusätzliche Forderung an die Dübel ist zwar nicht von ausschlaggebender Bedeutung, sollte aber doch erfüllt sein, daß nämlich die Dübel in der Lage sind, ein Klaffen von Platte und Träger zu verhindern. Diese Möglichkeit eines Abhebens der Platte kann sowohl durch Verkehrslast als auch durch Werfen der Betonplatte infolge Schwinden oder ungleichmäßigen Temperaturänderungen gegeben werden.

Eine natürliche Schubübertragung durch Oberflächenreibung ist ohne Zweifel vorhanden und konnte sowohl bei den Versuchen als auch bei ausgeführten Brücken beobachtet werden. Es besteht jedoch immer die Gefahr, daß diese Reibungswiderstände schon durch Schwinden, Temperatureinflüsse oder durch Schwingungserscheinungen überwunden werden, außerdem wird dadurch kein Zusammenhalt in vertikaler Richtung gewährleistet. Aus diesen Gründen besteht kein Zweifel, daß die Reibung allein als nicht ausreichend für eine Verbundwirkung erachtet werden kann.

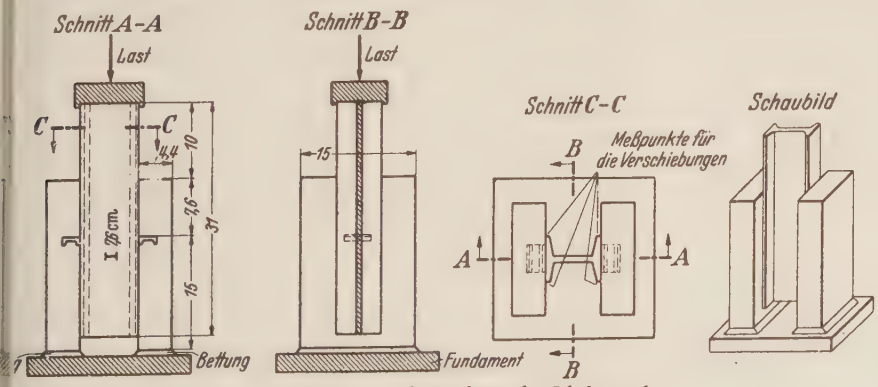

Abb. 5. Versuchsanordnung für Schubversuche.

Das Verhalten verschiedenartiger Dübel wurde in einer Reihe von einfachen Schubversuchen überprüft (Abb. 5). Zwei Arten von Dübeln sind grundsätzlich zu unterscheiden: nachgiebige und starre Dübel. Aus den Versuchen geht hervor, daß der starre Dübeltyp, vom Standpunkt der Bruchlast und des Schlupfes aus betrachtet, überlegen ist. Das Verhalten beider Typen ist allerdings nicht sehr unterschiedlich. Eine ausschlaggebende Rolle spielt die Betonfestigkeit, da die Zerstörung des den Dübel umgebenden Betons einem Bruch der Dübel gleichzusetzen ist. Den aus den Versuchen ersichtlichen Vorteilen der starren Dübel stehen gewisse Nachteile gegenüber, einmal keine ausreichende Verankerung gegen Abheben der Platte und dann infolge seiner Breite die Behinderung beim Verlegen der Querbewehrung.

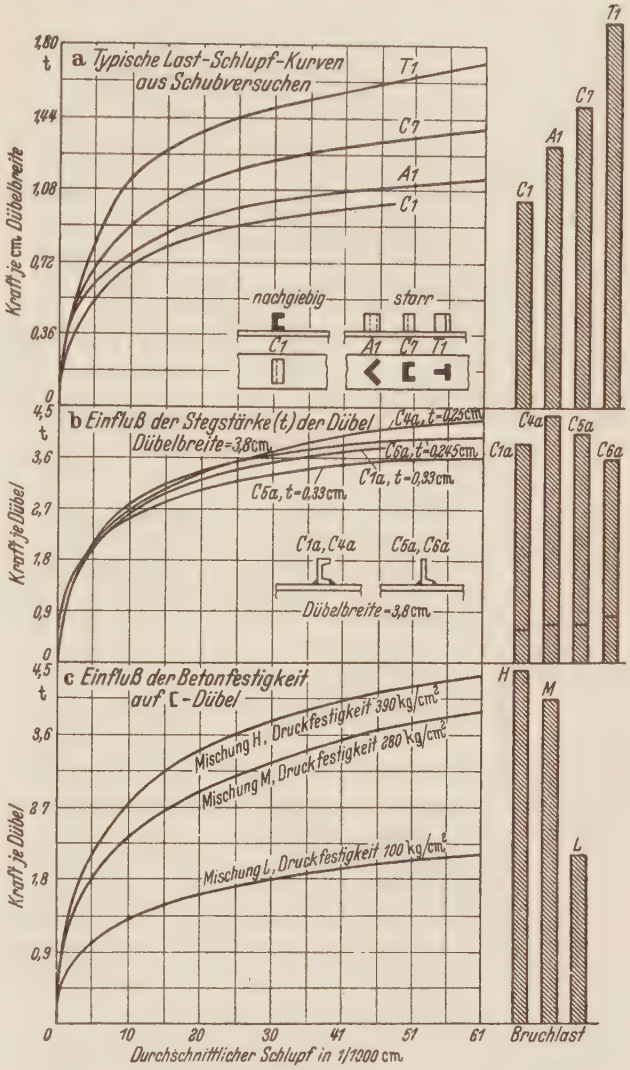

Abb. 6. Last-Schlupf-Kurven für verschiedene Dübeltypen, Stegblechstärken und Betonfestigkeiten.

In Abb. 6 sind die Versuchsergebnisse für einige Dübeltypen wiedergegeben, wobei gleichzeitig der Einfluß der Stegblechstärke des Dübels und der Betonfestigkeit untersucht sind. Aus den Versuchen kann zusammenfassend festgestellt werden:

1. Die Wirksamkeit der betrachteten Bügel wächst annähernd proportional mit der Breite der Dübel.

2. Der Einfluß der Stegstärke bei [-Stahldübeln ist nicht groß, eine Veränderung um 22 % bringt noch keine wesentliche Änderung des Schlupfes in der Bruchlast.

3. Durch höhere Betonfestigkeiten wird die Wirksamkeit der [-Dübel gesteigert.

4. Der Schlupf beginnt bei allen Dübeln bereits in den ersten Laststufen.

5. Der Verlauf der Schlupfkurve in Abhängigkeit von der Last ist fast parabolisch.

6. Bei der Bruchlast tritt ein so großer Schlupf auf, daß dieser nicht als Maßstab für die Tragfähigkeit der Konstruktion angenommen werden kann.

Auf Grund der Versuche wird trotz gewisser Vorzüge der starren Verbindungsdübel der nachgiebige, aufgeschweißte [-Stahldübel empfohlen. Allerdings wird zugegeben, daß andere nachgiebige Bügel ähnliche Eigenschaften haben, wie z. B. Z-Stahlstücke, Winkelstücke oder auch aufgeschweißte hochgestellte Plattenstücke, deren Handhabung beim Aufschweißen aber nicht so bequem ist.

Da nicht ohne weiteres angenommen werden kann, daß die Einzelversuche auf die Verhältnisse bei ganzen Trägern übertragen werden können, wurden die gefundenen Ergebnisse an Versuchsträgern nachgeprüft, wobei eine gute Übereinstimmung beobachtet werden konnte.

Die genaue Untersuchung der [-Stahldübel führte zu der Erkenntnis, daß die Dübel als in ein elastisches Medium eingebettet angesehen werden können. Die exakte Form der Kräfteverteilung hängt von dem Verhältnis der Steifigkeiten von Dübel und Beton ab. In Abb. 7 a—c sind bei gegebenem Steifigkeitsverhältnis das Belastungsbild, die Momentenverteilung sowie die Verformung dargestellt. Das in Abb. 7 b eingetragene Moment entsteht durch Einspannung des oberen Flanches in den Beton.

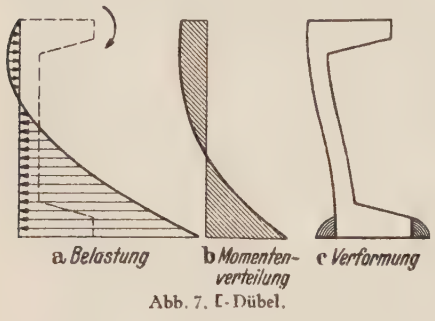

Abb. 7. [-Dübel.

Dauerversuche mit den in Abb. 1 dargestellten Versuchsmodellen wurden mit 2 Mio. Lastspielen bei einer Frequenz von 190/min mit folgendem Ergebnis durchgeführt: Eine ausgesprochene Bruchlast war nicht zu beobachten. Es trat vielmehr ein fortschreitender Zerfall der Verbundwirkung auf, verbunden mit einem Anwachsen des Schlupfes und der Durchbiegung. Zum Schluß war der Schlupf zu groß, daß von einem Zusammenwirken zwischen Platte und Träger nicht mehr die Rede sein konnte. In den Versuchen erreichte der Schlupf am Trägerende beim Bruch den Wert von 0,025 cm. Dabei wurden die Versuche abgebrochen, und die Untersuchung des Versuchsbalkens zeigte, daß auf einer Seite mehrere Dübel gebrochen waren.

Da die Dübel nach Abb. 8 angeordnet waren, war ihre Lage in bezug auf die Kraftrichtung in jeder Brückenhälfte

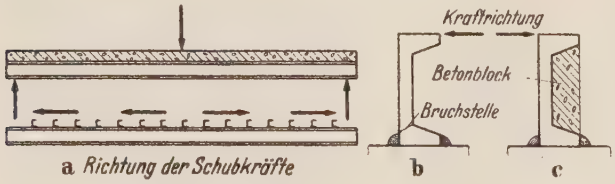

Abb 8. Bruch der [-Dübel bei Dauerversuchen.

verschieden. Mit nur wenigen Ausnahmen erfolgte der Bruch an der unteren Wurzel des Profils (Abb. 8 b) auf wurde das [-Profil durch den ausfüllenden Beton zwischen den Flanschen ausgesteift (Abb. 8 c). Es entsteht die Frage, ob diese Brüche primär waren oder ob zuerst die Bruchfestigkeit des umgebenden Betons überschritten wurde, so daß als Folge eine Überbeanspruchung der Dübel bis zum Dauerbruch eintrat. Eine Entscheidung über diese Frage konnte bei den Versuchen nicht festgestellt werden.

Der Einfluß der Betonfestigkeit wurde an 20 weiteren Verbundträgern in Dauerversuchen überprüft mit Betonfestigkeiten von 179 kg/cm² bis 1160 kg/cm². Aus diesen Versuchen kann entnommen werden, daß wahrscheinlich bei niedrigen Festigkeiten der Beton, bei höheren Festigkeiten der Stahl zuerst den Bruch einleiten.

Bis weitere Erkenntnisse über die Dübel vorliegen, schlägt Siess [3] unter Annahme einer Druckverteilung, wie sie in Abb. 9 für einen solchen Fall dargestellt ist, folgendes vereinfachtes Berechnungsverfahren für die Betonspannungen vor mit S als gesamte Kraft in kg/cm Breite

$$\sigma_B = \frac{S}{h_f + 1{,}5 \cdot t}$$

und die max. Stahlspannung im Schnitt $x—x$

$$\sigma_{st} = \frac{9 \cdot S}{h_f + 1{,}5\, t} = 9 \cdot \sigma_B \,.$$

Zum Schluß wird noch auf die neuesten Ergebnisse eines Großversuches mit einem Verbundquerträger von 11,4 m Spannweite, bestehend aus einem I-Profil von 61 cm Höhe und einer 15 cm starken und 1,8 m breiten Betonplatte hingewiesen [9]. Die Belastung betrug ein Rad des Lastwagens H 20 einschließlich 30 % Stoßzuschlag. Der Verbund wurde hergestellt durch Stahlstücke aus [10 von 15 cm Länge in gleichmäßigem Abstand von 45 cm. Um jegliche Reibung zwischen Beton und Stahlträger auszuschalten, wurde der Obergurtflansch des Stahlträgers mit einem dicken Farbanstrich versehen. Die größte Last, die vor dem Bruch erreicht wurde, betrug rd. 51 t oder das rd. 4,7fache der Auflast. Dabei konnte kein Bruch der Dübel festgestellt werden, nur ein geringer Schlupf.

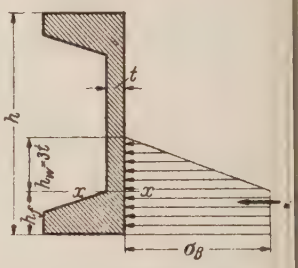

Abb. 9. Vereinfachte Druckverteilung auf [-Dübel nach Vorschlag Siess.

Tabelle 3.

Auf den Dübel wirkende Kraft t	Berechnete Spannung (t/m²)	Berechnungsart
14	2,3	Aus Messungen berechnet
	4,3	Nach Vorschlag Siess berechnet
	10,1	Berechnet auf Grund einer linearen, dreieckförmigen Spannungsverteilung (Vorschlag Newmark)

Interessant ist der in Tabelle 3 aufgeführte Vergleich der verschiedenen Berechnungsarten mit dem tatsächlichen Wert der Spannung in dem Dübel. Der Vergleich ist bei der Laststufe von 37 t oder 3,4facher Auflast für die Trägermitte kurz vor Fließbeginn des Untergurtes durchgeführt. Die auf den Dübel wirkende Kraft ist dabei in der üblichen Weise aus der Querkraft ermittelt. Aus dem Vergleich geht hervor, daß die letzte Methode viel zu grob ist, um als Entwurfsberechnung dienen zu können. Auch die zweite Berechnungsart liegt noch weit auf der sicheren Seite, wobei dazukommt, daß infolge der natürlichen Reibung zwischen Beton und Stahl weit geringere Schubkräfte auf die Dübel wirken werden.

Herbert Fröhlich, Offenbach/M.

Literatur.

1. F. E. Richart: Laboratory Research on Concrete Bridge Floors. Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 74 (1948) No. 3, S. 288.
2. N. M. Newmark: Design of I-Beam Bridges. Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 74 (1948) No. 3, S. 305.
3. C. P. Siess: Composite Construction for I-Beam Bridges. Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 74 (1948) No. 3, S. 331.
4. S. B. Slack: Discussion. Proc. ASCE. 74 (1948) No. 9, S. 1263.
5. E. W. Wendell: Discussion. Proc. ASCE. 74 (1948) No. 10, S. 1419.
6. H. Tachau: Discussion. Proc. ASCE. 74 (1948) No. 10, S. 1422.
7. R. Furrer: Discussion. Proc. ASCE. 74 (1948) No. 11, S. 1518.
8. L. Balog: Discussion. Proc. ASCE. 75 (1949) No. 4, S. 538.
9. N. M. Newmark, F. E. Richart und C. P. Siess: Discussion. Proc. ASCE. 75 (1949) No. 6, S. 825.
10. F. Stüssi: Verbundträger. Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau 8 (1947) S. 249.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Näbauer, M., Dr.-Ing., Geh. Baurat u. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule München: **Vermessungskunde.** (= Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen, IV. Teil, 1. Band.) 3. erg. und verb. Auflage, 435 und X S., Gr. 17,5×25 cm, mit 460 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis DMark 36,—, geb. DMark 38,40.

Das Buch zerfällt in die Hauptteile:

I. Elemente der Fehlertheorie, II. Elemente der Instrumentenkunde, III. Aufnahmearbeiten, IV. Planherstellung und Flächenberechnung, V. Absteckungsarbeiten, und enthält somit alles, was für die Bauingenieure wichtig ist. Da bei praktischen Messungen immer, wenn auch kleine Fehler vorkommen, so ist es unerläßlich, dieselben zu erkennen, ihre Wirkung zu beurteilen und schließlich ihren Einfluß durch eine Ausgleichung zu beseitigen. Für manche Leser wäre es wohl erwünscht, wenn für die Ausgleichung der vermittelnden und bedingten Beobachtungen ein einfaches Zahlenbeispiel gegeben wäre. Die geodätischen Instrumente (Nivellierinstrument, Theodolit, Bussole, Meßtisch) sind eingehend beschrieben. Erwünscht wäre wohl, wenn auch einige Photographien derselben eingefügt wären, ferner wenn auch der Rechenschieber und die Rechenmaschine behandelt wären.

Die Aufnahmearbeiten sind eingehend dargestellt. Ausgehend von der trigonometrischen Punktbestimmung sind Zahlenbeispiele für Vorwärtsschnitt, Rückwärtsschnitt und Polygonzugmessungen gegeben. Es folgen die Horizontalaufnahmen mit rechtwinkligen und Polarkoordinaten und die Meßtischaufnahme. Bei den Höhenmessungen sind das geometrische und tachymetrische Nivellement und die trigonometrische Höhenmessung eingehend behandelt und über die Fehlereinflüsse Aufschluß gegeben. Besonders ausführlich ist die Photogrammetrie dargestellt, jedoch glaube ich, daß die Abschnitte c) und d) auch gekürzt genügen würden. Der Hauptabschnitt IV enthält alles, was notwendig und wünschenswert ist. Für den Bauingenieur besonders wichtig ist der V. Hauptabschnitt mit eingehender Darstellung der Tunnelachsabsteckung und der Kurvenabsteckung.

Der Verfasser behandelt alle Abschnitte klar und anschaulich, versehen mit sehr vielen guten Abbildungen, wodurch jeder Praktiker und Laie in der Lage ist, das Gebotene zu verstehen und anzuwenden. Nicht zu vergessen sind die reichlichen Literaturangaben, die ermöglichen, bestimmte Fragen noch weiter zu studieren.

Auch dem Verlag gebührt für die gute Aufmachung und Ausstattung aller Dank.

Prof. Dr. Schlötzer, Karlsruhe.

Schultz-Grunow, F., Dr. sc. techn., ord. Professor für allgem. Mechanik an der Techn. Hochschule Aachen: **Einführung in die Festigkeitslehre.** 244 S., Gr. 17×24 cm mit 239 Abb. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag G. m. b. H. 1949. Preis: kart. 15,— DMark.

Das vorliegende Buch unterscheidet sich erheblich von den üblichen Einführungen. Außer den Grundlagen enthält es die Theorie der Kreisscheibe und Kreisplatte, Membrantheorie, Biegung der kreiszylindrischen Schalen, Torsion gerader Stäbe, den Begriff des Schubmittelpunktes u. a. m. Außer Knickbiegung und Knickung sind auch Drillknicken und Kippen eines Balkens besprochen. Für das Knicken im plastischen Bereich würde allerdings statt der Tetmajerformel besser ein Hinweis auf die Theorie von Engesser-Karman gegeben.

Das Buch ist trotz des beschränkten Umfanges geeignet, den Anfänger wesentlich weiterzuführen als die bekannten Bücher der Festigkeitslehre. Es kann deshalb sehr empfohlen werden.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Fritz Wansleben: Die Theorie der Drehfestigkeit von Stahlbauteilen mit Anwendungsbeispielen (Heft 3 der Abh. aus dem Stahlbau). Herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Bad Pyrmont. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Doorn G.m.b.H. 1948.

Die Beherrschung der Lehre von der Drehfestigkeit ist eine Forderung des modernen Stahlbaues, insbesondere des Stahlleichtbaues, der in großem Umfang raumsteife Bauglieder verwendet. Die Theorie der Drehfestigkeit hat erst in neuerer Zeit eine wesentliche Weiterentwicklung und Klärung erfahren. Die zahlreichen Veröffentlichungen sind jedoch weit verstreut und zum Teil schwer zugänglich, so daß die vorliegende zusammenfassende Darstellung dieses wichtigen Abschnittes der Stahlbau-Festigkeitslehre sehr zu begrüßen ist. Die Abhandlung gliedert sich in I. Einleitung, II. Die reine Drehbeanspruchung, III. Die veränderliche Verdrehung, IV. Vergitterungen und Verschnallungen, V. Praktische Angaben und VI. Anwendungsbeispiele. Da im Stahlbau fast ausschließlich dünnwandige Querschnitte verwendet werden, sind nur diese den Untersuchungen zugrunde gelegt. (Eine Zusammenstellung der allgemeinen Torsionstheorie für Voll- und Hohlquerschnitte vgl. den Aufsatz von Marguerre: Bauingenieur 21 [1940], S. 317.)

Der Verf. geht in den theoretischen Entwicklungen von Bekanntem aus und behandelt die wichtigsten Zusammenhänge unter besonderer Berücksichtigung der sich aus der Querschnittsverwölbung ergebenden Grundtatsachen. In den Anwendungsbeispielen wird auch auf die Biegedrehknickung, d. h. das allgemeine Knickproblem des mittig belasteten Druckstabes, sowie auf eine Teilaufgabe der drehfesten Brückenkonstruktion eingegangen. Das Heft ist dem Stahlbaustatiker sehr zu empfehlen.

R. Barbré, Dortmund.

Du Rietz, Dag, Ingenieur, KTH. Stockholm und **Koch, Helmut,** Dozent a. d. Techn. Hochschule Hannover: **Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung.** 3. unv. Aufl. VIII und 300 S., Gr. DIN A 5, mit 197 Abb., Braunschweig: Friedrich Vieweg & Sohn Verlag G. m. b. H., 1948. Preis Halbleinen DMark 13,50.

Schon 1 Jahr nach der 2. Aufl. erscheint das Buch in unverändertem Neudruck, ein Beweis der starken Nachfrage. Es bietet besonders dem Praktiker in ansprechender Weise Grundlagen und allgemeine Anwendung der Schweißtechnik. Darüber hinaus schätzt der Unterricht die Systematik des Werkes, das im ersten Kapitel die chemischen und physikalischen Grundbegriffe, im zweiten die Herstellung und Eigenschaften des Stahles behandelt, bevor dann die Schweißverfahren, der Schweißlichtbogen und besonders auch die Maschinen und Geräte besprochen werden. Die Elektroden und ihre Bedeutung für die Güte der Schweißnaht werden anschließend kritisch untersucht, und dann Ausführungsweisen und Sonderschweißarbeiten behandelt. — Das letzte Drittel des Werkes umfaßt die Kostenermittlung, das Schweißen von Gußeisen und der Nichteisenmetalle und zuletzt die Prüfung der Werkstoffe und Schweißverbindungen. Ein Anhang bringt kurz das Wesentlichste über das Schneiden und einen erfreulich umfangreichen Schrifttumsnachweis.

Trotz Vernachlässigung der schweißtechnischen Gestaltung und der Berechnung ist das Werk nicht nur für den Maschineningenieur, sondern auch für den Bauingenieur ein gutes Hilfsmittel bei der praktischen Arbeit.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Leiser, Kurt, Dipl.-Ing., Berlin: **Vorschriften für Straßenbrücken, Teil II, Vorschriften für stählerne Straßenbrücken.** DIN 1073, Din 1076, DIN 1079, DIN 4101 mit Einführungserlassen und Erläuterungen, VIII + 153 S., mit 115 Abb., Gr. Din A 5. Berlin; Verlag von W. Ernst & Sohn, 1949. Preis geh. 7,20 DMark.

Von der auf drei Teile berechneten Sammlung erschien zunächst der 2. Teil mit den Bestimmungen für stählerne Straßenbrücken. Die Erläuterungen, die etwa die Hälfte des Heftes ausfüllen, geben kurze Bemerkungen über Werkstoffe und Berechnungsgrundlagen (wobei auch der Entwurf DIN E 4114, Knick- und Beulvorschriften, ausführlich zitiert wird), zur baulichen Durchbildung, sowie über Ausführung, Überwachung und Prüfung der stählernen Straßenbrücken.

Die zweite Hälfte des Heftes enthält den Wortlaut der im Titel genannten DIN-Normen nach den derzeit gültigen Ausgaben, sowie einen Anhang betreffend die mathematischen Zeichen für Festigkeitsberechnungen, Knickzahlen, Tabellen zur Nietberechnung (Nietflächen usw.), sowie die Nietabstände und größten Schaftlängen.

Der Verfasser schreibt im Vorwort des Heftes: „Um eine Vorschrift sinnvoll anzuwenden, ist nicht nur die Kenntnis ihres Wortlauts, sondern auch die Kenntnis ihrer Voraussetzungen und der ihr unterliegenden theoretischen und experimentellen Begründung erforderlich"; und weiter: „Es mag hierbei völlig dahingestellt bleiben, ob die in Deutschland sehr weitgehende Normierung der Berechnungs- und Konstruktionsvorschriften der technischen Entwicklung dienlich oder abträglich war." Bei der vorliegenden, z. T. äußerst knappen Fassung der Erläuterungen mußten die „Begründungen" natürlich an vielen Stellen etwas unbefriedigend bleiben. Das obige Ziel würde wohl eine erhebliche Vergrößerung des Umfanges der Erläuterungen rechtfertigen, die für eine Neuauflage empfohlen sei. Die Zusammenstellung der Vorschriften wird vielen Ingenieuren erwünscht sein.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Rothe, Rudolf, Prof. Dr. †, Techn. Hochschule Berlin: **Höhere Mathematik** für Mathematiker, Physiker, Ingenieure. Teil IV, Heft 3/4. Übungsaufgaben mit Lösungen zu Teil II unter Mitwirkung von Studienrat **Oskar Degosang,** Bielefeld. 4. Aufl., 108 Seiten, Gr. DIN A 5, mit 51 Textabb., Bielefeld: Verlag für Wissenchaft und Fachbuch G.m.b.H., 1949. Preis steif geh. DMark 3,50.

Mroß, Max: Wie bewerte ich das Anlagevermögen für die D-Mark-Bilanz. Ein Leitfaden für den Praktiker mit Beispielen und Bewertungsvordrucken. 31 S., Gr. 16×24 cm, mit 3 Anhangtafeln. Hamburg-Stellingen, Selbstverlag Max Mroß, Kieler Str. 563, 1949. Preis br. DMark 3,—.

Bonacker, Wilhelm: Berlin im Werden des Stadtplanes. Kartographische Miniaturen Nr. 1, Mitteilungen für Kartenfreunde. 22 S., Gr. Din A 5. Berlin-Düsseldorf-Hamburg: Paul Lippa Verlag, 1949.

Kollbrunner, Curt F., Ing. Dr. sc. techn., und **W. Wyss,** Dipl.-Ing.: **Aufzugskräfte von Wehrverschlüssen** (= Heft Nr. 10 der Mitt. Forschung und Konstruktion im Stahlbau, herausgeg. durch die A. G. Conrad Zschokke, Döttingen), 76 S., Gr. Din A 5, mit 61 Abb., Zürich; Verlag Leemann, 1949.

Schlicke, Heinz, Dipl.-Ing., Berlin: Betriebsüberwachung und **Instandhaltung von Dampfkraftanlagen** in der Nachkriegszeit. 63 S., Din A 5, mit 26 Abb. u. 9 Tafeln; Halle (Saale), Carl Marhold Verlagsbuchhandlung, 1949, kart. 4,30 DMark.

Schlicke, Heinz, Dipl.-Ing., Berlin: **Der Umbau von Dampfkesselfeuerungen nach Brennstoffumstellungen,** 66 S., Din A 5, mit 37 Abb. u. 7 Zahlentafeln; Halle (Saale), Carl Marhold Verlagsbuchhandlg., 1949, kart. 4,30 DMark.

Persönliches.

Prof. Dr.-Ing. W. Loos zum 60. Geburtstag.

Am 1. März 1950 vollendete Professor Dr.-Ing. Wilhelm Loos das 60. Lebensjahr. 1890 in Butzbach/Hessen geboren, legte er nach der Reifeprüfung am Realgymnasium in Gießen 1912 das Diplom-Examen an der Techn. Hochschule in Darmstadt ab. Nach vorübergehender Tätigkeit im Techn. Büro des Dr.-Ing. Heyd in Darmstadt und nach seiner Prüfung als Regierungsbaumeister arbeitete er zunächst bei Carl Brandt in Düsseldorf, wo er schon nach kurzer Zeit Leiter der Niederlassung in Holland wurde, dann bei Dyckerhoff & Widmann, vorwiegend bei Entwurf und Bauleitung großer Stahlbetonbauten.

Seinem Unternehmungsgeist und dem Drängen nach Erweiterung seines Gesichtskreises folgte L., als er 1921 als Beratender Ingenieur großer Schiffahrts- und Pflanzungsgesellschaften nach Niederl.-Indien ging. Bei Hafenanlagen und Industriebauten sammelte L. reiche Erfahrungen auf dem Gebiet der Gründungen und gewann Anregungen, die er später in der Heimat nutzbringend anwenden konnte. Hierzu gehört auch seine Arbeit „Kritische Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen, besonders in den Hafenplätzen Niederländisch-Indiens", mit der er in seinem Europaurlaub 1930 an der Technischen Hochschule Berlin zum Dr.-Ing. promovierte.

Nach Rückkehr aus den Tropen 1932 arbeitete Loos zunächst als Mitarbeiter von K. v. Terzaghi im Erdbaulaboratorium der T. H. Wien und wurde ein Jahr später Geschäftsführer der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) in Berlin. In dieser Eigenschaft erhielt er einen Lehrauftrag für Baugrunduntersuchungen an der T. H. Berlin. 1938 wurde L. zum ord. Professor an die Techn. Hochschule Berlin berufen. Nach dem Kriege baute L. in Lüneburg und Hamburg wieder ein Ingenieurbüro und Erdbauinstitut auf. Seit 1948 leitet er in der Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe die Abteilung Erd- und Grundbau.

Die Forschungsarbeit von Loos ist in zahlreichen Veröffentlichungen und besonders in seinem Buch „Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen" niedergelegt, desgleichen in dem demnächst erscheinenden „Studienführer für Erd-, Grund-, Straßenbau und Bodenmechanik". Seine Bedeutung auf dem Gebiet des Baugrundwesens geht auch aus seinen zahlreichen Mitgliedschaften und seiner Mitarbeit in Fachvereinigungen hervor. So war L. bereits 1919 Mitglied des Koninklijk Institut van Ingenieurs in Holland, seit 1936 Mitglied des Highway Research-Board USA., desgl. Mitglied des Forschungsbeirates der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen und dort bis 1945 Obmann der Arbeitsgruppe Untergrundforschung.

Prof. Loos hat seine vielseitigen Kenntnisse und Erfahrungen der Baupraxis in reichem Maße zur Verfügung gestellt und ist mit großer Verantwortungsbereitschaft an die Verwirklichung neuer Vorschläge herangegangen. Mit Spürsinn und Fingerspitzengefühl bei der Lösung wissenschaftlicher Aufgaben hat er neue Wege gewiesen. Seine Arbeitsfreude, seine Initiative und die Schwungkraft seines Wesens sind bemerkenswert. Großzügig und warmherzig verstand er es, seine Mitarbeiter zu eigener Arbeit zu begeistern.

H. Wittmann, Karlsruhe.

K. Imhoff, Essen, Dr.-Ing. e. h. Die Techn. Hochschule Aachen hat Herrn Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, in Anerkennung seiner Leistungen auf dem Gebiet der Siedlungswasserwirtschaft und der Wasserhygiene und seiner Verdienste um den Aufbau der Ruhrwirtschaft die Würde eines Dr.-Ing. e. h. verliehen.

Prof. Dr.-Ing. Emil Probst †. Am 27. Januar 1950 verschied Emil Probst in London, der Begründer des BAUINGENIEUR. P. war von 1917 bis 1933 Ordinarius für Eisenbetonbau an der Techn. Hochschule Karlsruhe. Seine Wirkungen als Mensch, Forscher und Lehrer sind im Bauingenieur 2 (1949 S. 64) gewürdigt. Die Freunde, seine zahlreichen Schüler und die gesamte Fachwelt nimmt mit Trauer von E. Probst Abschied. Sein Andenken wird weiterleben.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Düsseldorf. — Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg. 721/65/52. 57 274 4022